

MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO

Treball realitzat per:

Christian Rodrigo Tipan Espinoza

Dirigit per:

Jesús Miguel Bairán & Mauro Poliotti

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, 10/05/2019

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER





RESUMEN

El análisis y diseño de las conexiones viga-columna en estructuras de hormigón armado es indispensable para garantizar un comportamiento adecuado de estructuras aporticadas sometidas a carga sísmica. Evidencia de ello es el colapso de varias estructuras construidas antes de que se adoptasen normativas asociadas a la vulnerabilidad de los nudos. El estudio detallado de estas regiones presenta ciertas dificultades: efecto de carga cíclica, concentración de esfuerzos debido a plastificación de elementos viga y columna, la incursión en el rango no lineal de los componentes del nudo, imposibilidad de usar teoría de vigas Bernoulli-Navier (zona de discontinuidad).

El presente trabajo plantea el estudio de dos configuraciones diferentes de conexión viga-columna en estructuras de hormigón armado y su respuesta al ser sometidos a carga cíclica. Se simulan ensayos experimentales disponibles en la literatura mediante modelos tridimensionales de elementos finitos en el software DIANA FEA. Se comparan los resultados experimentales con los numéricos, así como también los valores propuestos por diversas normativas.

ABSTRACT

The analysis and design of beam-column joints in reinforced concrete structures is indispensable to guarantee a suitable behaviour of framed structures subjected to seismic loads. Clear evidence of it is the collapse of various structures built before the adoption of regulations that assume the seismic vulnerability related to joints. A detailed study of this regions shows some complications: cyclic load effect, stress concentrations due to yielding of beam and columns, nonlinear behaviour of joint components, impossibility to use a Bernoulli-Navier beam theory (discontinuity region).

The present work presents the study of two different configuration of beam-column joints in reinforced concrete structures and its behaviour while being subjected to cyclic load. Experimental trials available in literature are simulated using three-dimensional finite element models in the software DIANA FEA. The experimental results are compared with the numerical, as well with the values proposed by codes.



AGRADECIMIENTOS

A mis tutores Jesús Bairán y Mauro Poliotti por la oportunidad de realizar este trabajo además de su indispensable colaboración y guía recibida a lo largo de su desarrollo.

A la Universidad Politécnica de Cataluña y sus profesores, por todos los conocimientos y dedicación a la enseñanza, pues han motivado y ayudado a muchos estudiantes a ir más allá, a investigar, a siempre procurar conocer más.

A mi familia, pues siempre me han dado su apoyo incondicional sin importar lo complicada que pueda llegar a ser la situación.

Agradezco también al Instituto de Fomento al Talento Académico del Ecuador y su sistema de becas, el cual me ha permitido acceder a esta titulación.

Y finalmente a mis amigos, quienes unos a la distancia otros desde acá han estado presentes ya sea para una duda o una conversación.

Tabla de contenido

1.	Introducción.....	1
1.1.	Antecedentes	1
1.2.	Motivación	1
1.3.	Objetivos	2
1.4.	Metodología	2
1.5.	Contenidos	2
2.	Estudio del estado del arte	3
2.1.	Antecedentes	3
2.2.	Resistencia de nudos a fuerzas de cortante.....	4
2.2.1.	Tipos de nudo	4
2.2.2.	Filosofía de diseño	5
2.2.3.	Fuerzas en nudos	6
2.2.4.	Mecanismo de resistencia del nudo	8
2.3.	Ecuaciones propuestas	11
2.3.1.	Normativa.....	11
2.4.	Tipos de modelos de análisis de Nudos Viga-Columna	14
2.4.1.	Método componentes	14
2.4.2.	Modelo de bielas y tirantes	15
2.4.3.	Modelos multiresortes.....	16
2.4.4.	Modelos de elementos finitos	16
2.4.5.	Modelos de rótula rotacional	16
2.4.6.	Modelos de plasticidad concentrada	16
3.	Modelo de elementos finitos.....	18
3.1.	Definición del método	18
3.2.	Ecuaciones diferenciales en mecánica de sólidos	19
3.2.1.	Relación esfuerzo deformación: Ecuación constitutiva (Ley de Hooke generalizada).....	19
3.2.2.	Ecuación de equilibrio (Ecuación de cauchy)	19
3.2.3.	Condiciones de contorno	20
3.2.4.	Ecuación geométrica (Deformaciones a desplazamientos)	20
3.3.	Tipos de análisis.....	20
3.3.1.	Análisis Lineal.....	20
3.3.2.	Análisis no lineal	21
3.4.	Tipos de elementos	25



3.4.1.	Elementos sólidos	26
3.4.2.	Elementos refuerzo.....	26
3.5.	Tipos de materiales.....	28
3.5.1.	Propiedades generales:.....	28
3.5.2.	Hormigón.....	28
3.5.3.	Acero de refuerzo	37
4.	Descripción campañas experimentales simuladas.....	40
4.1.	Meas, Li, Pham (2014)	40
4.1.1.	Antecedentes.....	40
4.1.2.	Carga	40
4.1.3.	Probetas y materiales	41
4.1.4.	Equipo	42
4.2.	Pantelides, Clyde, Reaveley (2002).....	42
4.2.1.	Antecedentes.....	42
4.2.2.	Carga	42
4.2.3.	Probetas y materiales	43
4.2.4.	Equipo	45
5.	Modelación y resultados obtenidos.....	46
5.1.	Material y parámetros usados	46
5.1.1.	Materiales.....	46
5.1.2.	Análisis no lineal	46
5.2.	Simulación Meas, Li, Pham (2014).....	47
5.2.1.	Modelación.....	47
5.2.2.	Condiciones de contorno	47
5.2.3.	Resultados	54
5.3.	Simulación Pantelides, Clyde, Reaveley (2002).....	61
5.3.1.	Modelación.....	61
5.3.2.	Condiciones de contorno	61
5.3.3.	Resultados	67
6.	Variación de parámetros	73
6.1.	Modificación del refuerzo de cortante y cambio en capacidad del nudo:	73
6.1.1.	Reforzamiento	73
6.1.2.	Cambio de variables: Pantelides et al	76
7.	Análisis de resultados.....	77
8.	Conclusiones y recomendaciones	79



MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE UNIONES VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO

8.1.	Conclusión General.....	79
8.2.	Conclusiones específicas.....	79
8.3.	Recomendaciones	80
9.	Bibliografía.....	81



RESUMEN DE TABLAS

Tabla 2.1: Valor de coeficiente para confinamiento de secciones con refuerzo transversal reducido (ACI 352)	13
Tabla 3.1: Parámetros para definir curva de deslizamiento (CEP-FIB, 2010)	38
Tabla 4.1: Propiedades materiales Meas et al.	41
Tabla 4.2: Propiedades del hormigón ensayo Pantelides et al.	44
Tabla 4.3: Propiedades acero de refuerzo ensayo Pantelides et al.	45
Tabla 5.1: Resumen materiales	46
Tabla 5.2: Resumen Modelos efectuados, Meas.	47
Tabla 5.3: Materiales Modelo LSB.	52
Tabla 5.4: Materiales Modelos VR3B, VR3T y VR4B.	53
Tabla 5.5: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisuras (Modelo LSB)	57
Tabla 5.6: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisura (Modelo VR3B)	58
Tabla 5.7: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisuras (VR4B) ...	59
Tabla 5.8: Comparación con cortante de piso experimental	60
Tabla 5.9: Comparación de cortante en nudo con valores de normativa	60
Tabla 5.10: Resumen modelos efectuados, Pantelides	61
Tabla 5.11: Materiales modelo T10B y T10T.	65
Tabla 5.12: Materiales modelo T25B y T25T.	66
Tabla 5.13: Comparación con registros fotográficos (Test#2 – T10B)	70
Tabla 5.14: Comparación con registros fotográficos (Test#4 – T25B)	71
Tabla 5.15: Comparación con cortante de piso experimental	72
Tabla 5.16: Comparación de cortante en nudo con valores de normativa	72
Tabla 6.1: Modelos análisis paramétrico	73
Tabla 6.2: Secciones reforzadas.	75
Tabla 6.3: Cambio en cuantía para Modelos Meas et al.	75
Tabla 6.4: Cambio en cuantía por incremento de refuerzo.	76

RESUMEN DE IMÁGENES

Imagen 2.1: Colapso de estructura debido a falla en nudos (Paulay & Priestley, 1992)	3
Imagen 2.2: Distribución de Momentos para pórticos sometidos a cargas gravitacionales y laterales (Moehle, 2015)	4
Imagen 2.3: Clasificación de nudos (Beckinsale, 1980)	5
Imagen 2.4: Distribución de esfuerzos cortantes en nudo interior (Paulay & Priestley, 1992)	6
Imagen 2.5: Fuerzas en nudos interiores	7
Imagen 2.6: Fuerzas en nudos externos. (Paulay & Priestley, 2002)	7
Imagen 2.7: Fuerzas resistentes al interior del nudo (Paulay & Priestley, 2002)	8
Imagen 2.8: Modelo de componentes (Costa et al, 2017)	15
Imagen 2.9: Zonas de discontinuidad y de Bernoulli (EHE, 2008)	15
Imagen 2.10: Modelo Multiresortes (Altoontash, 2004)	16
Imagen 2.11: Rótula Rotacional (Filippou F et al., 1983)	16
Imagen 2.12: Modelo Sharma et al (2011)	17
Imagen 3.1: Cálculo de deformaciones y tensiones en barra (Robert D. Cook et al, 2002)	18
Imagen 3.2: Equilibrio en fuerzas sobre elemento diferencial (Belegundu et al, 2012)	19
Imagen 3.3: Condiciones de contorno de varios tipos (Oliver & Agelet, 2016)	20
Imagen 3.4: Aplicación de carga sobre voladizo y deformación angular (Reddy, 2015)	21
Imagen 3.5: Curva esfuerzo deformación hormigón. (Háussler-Combe, 2014)	22
Imagen 3.6: Proceso Iterativo Newton Raphson Regular. (DIANA, 2017)	23
Imagen 3.7: Proceso Iterativo Newton Raphson Modificado. (DIANA, 2017)	24
Imagen 3.8: Proceso Iterativo Quasi-Newton. (DIANA, 2017)	24
Imagen 3.9: Elemento Sólido. (DIANA, 2017)	26
Imagen 3.10: Deformaciones disponibles en elemento (DIANA, 2017)	26
Imagen 3.11: Ubicación de elemento refuerzo sobre sólido (DIANA, 2017)	27
Imagen 3.12: Elemento Truss (DIANA, 2017)	27
Imagen 3.13: Elemento Beam, desplazamientos disponibles (DIANA, 2017)	28
Imagen 3.14: Curva de comportamiento a compresión parabólico (DIANA, 2017)	33
Imagen 3.15: Curva de comportamiento a tracción exponencial (DIANA, 2017)	35
Imagen 3.16: Criterio de plastificación de Tresca y Von Mises (DIANA, 2017)	37
Imagen 3.17: Relación esfuerzo deslizamiento para diferentes condiciones del refuerzo (CEP- FIB, 2013)	39
Imagen 4.1: Registro de carga ensayos LS, VR3 y VR4	40
Imagen 4.2: Ensamblaje nudo LS (Meas et al., 2014)	41
Imagen 4.3: Ensamblaje nudo VR3 y VR4 (Meas et al., 2014)	41
Imagen 4.4: Ensamblaje ensayo (Meas et al., 2014)	42
Imagen 4.5: Registro de carga Test#2	43
Imagen 4.6: Registro de carga Test#4	43
Imagen 4.7: Armado probeta (Pantelides et al, 2003)	44
Imagen 4.8: Sección viga/columna (Pantelides et al, 2003)	44
Imagen 4.9: Ensamblaje ensayo (Pantelides et al, 2003)	45
Imagen 5.1: Zonas de aplicación de materiales, en amarillo material no lineal, en rojo soportes y en naranja material lineal. Izq: LS, Der: VR	47
Imagen 5.2: condiciones de apoyo en columna. Izq: Restricción eje Z (Línea), Der: Restricción eje X (Área)	48



Imagen 5.3: Condiciones de apoyo en viga. Izq: Restricción eje Z (Área), Med: Restricción eje Y (Punto), Der: Restricción eje Z (Área).	48
Imagen 5.4: Cargas aplicadas en columna. Izq: Desplazamiento impuesto eje X, Der: Axil de compresión en dirección -Z.	48
Imagen 5.5: Distribución de malla en modelo LS.	49
Imagen 5.6: Distribución de malla en modelos VR.	50
Imagen 5.7: Distribución de refuerzo longitudinal, modelos LS y VR. Izq: LR, Der: VR.	50
Imagen 5.8: Distribución de refuerzo total, modelos LS y VR. Izq: LR, Der: VR.	50
Imagen 5.9: Distribución de refuerzo adicional en nudos. Izq: VR3B y VR3T, Der: VR4B.	51
Imagen 5.10: Distribución refuerzo transversal. Izq: Modelo LS, Der: Modelo VR.	51
Imagen 5.11: Detalle estribos de columna, modelos LS y VR.	51
Imagen 5.12: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo LS)	54
Imagen 5.13: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR3-BEAM).....	54
Imagen 5.14: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR3-TRUSS)	55
Imagen 5.15: Comparación VR3 (TRUSS-BEAM).....	55
Imagen 5.16: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR4B)	56
Imagen 5.17: Zonas de aplicación de materiales, en amarillo material no lineal, en rojo soportes y en naranja material lineal.....	61
Imagen 5.18: Condiciones de apoyo en columna. Izq: Restricción eje X (Área), Med: Restricción eje Z (Línea), Der: Restricción eje X (Área).	62
Imagen 5.19: Cargas aplicadas sobre columna: Izq. carga axial, der. deformación impuesta	62
Imagen 5.20: Mallado usado en modelos Test#2 y Test#4.	63
Imagen 5.21: Elementos de refuerzo. Izq: Totalidad de refuerzo, Med: Refuerzo longitudinal, Der: Detalle ganchos.	63
Imagen 5.22: Izq: Distribución refuerzo transversal, Der: Detalle estribos en columna.	64
Imagen 5.23: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#2 Truss)	67
Imagen 5.24: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#2 Beam)	67
Imagen 5.25: Comparación Test#2 (TRUSS-BEAM)	68
Imagen 5.26: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#4 Beam)	68
Imagen 5.27: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#4 Truss)	69
Imagen 5.28: Comparación Test#4 (TRUSS-BEAM)	69
Imagen 6.1: Variación de Cortante de piso (Análisis LSR)	73
Imagen 6.2: Variación de Cortante de piso (Análisis VR3R)	74
Imagen 6.3: Variación de Cortante de piso (Análisis VR4R)	74
Imagen 6.4: Respuesta en histéresis modelo Test#2 reforzado.	76
Imagen 6.5: Respuesta en histéresis de modelo Test#2 con axiles diferentes (sin reforzar)	76

1. Introducción

1.1. Antecedentes

Uno de los sistemas más utilizados en estructuras de hormigón reforzado es el sistema de pórticos resistentes a momento. Debido a su versatilidad y facilidad de ejecución es posible encontrarlo en varios lugares del mundo incluyendo aquellos categorizados como propensos a la aparición de eventos sísmicos.

La importancia de la región de conexión viga columna es evidente, es una zona de convergencia de varios elementos y transmisión de esfuerzos. Por su configuración es una región de discontinuidad geométrica y de cargas, que no puede analizarse por teoría de vigas (no se cumple hipótesis Bernoulli Navier). Con estas consideraciones es necesario plantear criterios adicionales en su dimensionamiento y diseño, tales como los planteados en normativas sismorresistentes, con el fin de evitar que se sufran daño excesivo para no vulnerar la estabilidad de la estructura.

A pesar de que las normativas actuales imponen varios requerimientos que limitan su fallo, es conveniente analizar e identificar los factores que producen debilitamiento de estas zonas, con el fin de proponer soluciones que mejoren el comportamiento estructural de las mismas.

1.2. Motivación

El análisis bajo carga sísmica de secciones de hormigón armado se ha analizado en reiteradas ocasiones y para diferentes tipos de configuraciones. Se han efectuado para ello ensayos experimentales y simulaciones numéricas que han permitido definir los componentes que aportan al mecanismo de resistencia del nudo y las tensiones máximas que deben de soportar bajo sollicitación máxima.

Debido a las complejas tensiones que se superponen en esta zona y la importancia estructural de la misma, es usual dimensionar al nudo de manera que para la sollicitación más desfavorable se mantenga en la región lineal de su comportamiento. Esto convierte al nudo en un componente rígido de la estructura mientras que otros elementos serán los que actúen como disipadores de energía.

La simulación del comportamiento del nudo es un problema complejo debido a la concentración de tensiones en el mismo. El análisis puede efectuarse mediante modelos simplificados usando simulaciones de carga monotónicas, con el fin de determinar la carga a cortante máxima que podrá soportarse. Pero la respuesta monotónica puede llevar a despreciar efectos importantes asociados específicamente con cargas cíclicas como son; variación de la dilatancia de biela a compresión, daño asociado con reversión de cargas, cierre y reapertura de grietas, entre otros. Estos factores pueden limitar la relación entre la respuesta simulada y la generada mediante ensayos experimentales.

Con el fin de representar con mayor fidelidad los resultados experimentales e incluir la mayor parte de los parámetros que intervienen en el comportamiento de una conexión viga-columna se plantea su análisis mediante elementos finitos y bajo carga cíclica, para poder comparar sus resultados con aquellos propuestos en cuerpos normativos vigentes.



1.3. Objetivos

- Analizar el comportamiento de la conexión viga columna para elementos de hormigón sometidos a carga cíclica mediante modelos numéricos usando el método de elementos finitos.
- Calibrar la simulación numérica mediante comparación con ensayos experimentales disponibles en la literatura.
- Determinar los parámetros que influyen en la capacidad resistente de una conexión viga columna.
- Realizar un análisis paramétrico de las diferentes variables que participan en el mecanismo resistente del nudo
- Comparar los resultados obtenidos con los valores planteados por normativas actuales.

1.4. Metodología

Para completar el objetivo propuesto se han planteado las siguientes actividades:

- Revisión del estado del arte en cuanto a técnicas de análisis y metodología de diseño acorde a normativa
- Selección de ensayos e implementación de modelo de elementos finitos con el fin de simular los resultados de este.
- Validación de resultados usando resultados experimentales obtenidos.
- Comparación con valores de normativa, y modificación de análisis para comparar con requerimientos planteados en normativa.

1.5. Contenidos

En el segundo capítulo se presenta una revisión del estado del arte en cuanto al análisis de conexiones viga columna y de los modelos existentes en literatura especializada, así como del enfoque normativo en cuanto al dimensionamiento de los mismos.

El tercer capítulo se hace una revisión del método de elementos finitos, que se usará durante la investigación, así como también, los tipos de elementos, materiales y análisis usados para la simulación de la conexión viga columna.

En el cuarto capítulo se presenta una descripción de los ensayos experimentales simulados durante la investigación, tipos de nudo, dimensiones geométricas, materiales, carga aplicada.

En el quinto capítulo se presenta la simulación de los ensayos definidos en el capítulo anterior. Especificando las características particulares de cada modelo. Además, se resumen los resultados obtenidos en cada caso y se realiza un análisis paramétrico de los modelos calibrados.

En el sexto capítulo se efectúa un análisis paramétrico con el fin de evaluar las variaciones en el cortante de piso al modificar el refuerzo del nudo y el axil concomitante al momento de aplicar la carga lateral.

En el séptimo capítulo se efectúa un análisis detallado de los resultados obtenidos.

En el octavo capítulo se indican las conclusiones y propuestas adicionales para nuevas líneas de investigación.

2. Estudio del estado del arte

2.1. Antecedentes

Las conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento son regiones críticas, puesto que son puntos de transferencia de esfuerzos entre vigas y columnas (Lam et al., 2003). En el caso en que la estructura debe soportar cargas laterales, la magnitud de las tensiones de cortante que deben de transferirse a través del nudo es varias veces las generadas en los elementos viga y columna conectados a este.

A pesar de que la introducción del análisis de estructuras bajo cargas laterales data de finales del siglo XIX, incluyendo una fracción del peso como carga lateral, la importancia de la capacidad del nudo viga-columna no sería evidente hasta años después. Antes de 1960 requerimientos especiales para estas zonas eran inexistentes, siendo un tema carente de investigación por su aparente irrelevancia durante eventos sísmicos. Esto puesto que las zonas de agotamiento generadas por movimientos sísmicos aparecían con frecuencia en vigas o columnas. Con el incremento en solicitaciones vinculado a la construcción de edificios más altos, la capacidad de vigas y columnas aumentó notablemente lo que convirtió al nudo en un vínculo frágil sobre el cual empezaron a generarse fallas que desembocaban en un inevitable colapso. Eventos como el de El Asnam en 1980 mostrado en la Imagen 2.1, México de 1985, San Salvador 1986 entre otros permitieron observar que se requería de un mayor análisis y refuerzo en estos elementos llevando a esfuerzos de investigación combinados entre varios países como EEUU, Nueva Zelanda, Japón, entre otros. (Paulay et al., 1992)



Imagen 2.1: Colapso de estructura debido a falla en nudos (Paulay & Priestley, 1992)

Como resultado de estas investigaciones y conclusiones obtenidas como resultado de varios eventos sísmicos se han generado métodos de análisis más sofisticados y también han cambiado el enfoque usado para enfrentar los esfuerzos derivados de un sismo severo.

Debido a que la magnitud y ubicación de un sismo resultan hasta cierto punto inciertos, no se pretende concebir estructuras que soporten la totalidad de los esfuerzos producidos de manera lineal. Es inevitable que la estructura deba de incurrir en el rango no lineal para soportar los esfuerzos resultantes, con la finalidad de mantenerla como una estructura económicamente



viable que disipe energía utilizando mecanismos dúctiles y controlados que eviten el colapso de una edificación.

Ya que las características de histéresis del nudo están controladas por comportamientos frágiles, como son la falla a cortante y anclaje del refuerzo, resulta indeseable permitir que estos incurran en el rango inelástico. Es así que la metodología usada para analizar estos elementos ha sido limitar la ductilidad de los mismos, concibiéndolos como zonas con capacidad muy alta, de manera que su rigidez no se reduzca hasta haber superado la capacidad de la estructura. (Lee et al., 2009)

2.2. Resistencia de nudos a fuerzas de cortante

La diferencia fundamental entre nudos bajo carga gravitacional y aquellos que también deben soportar carga lateral radica en la magnitud del cortante que deben de soportar, en el primer caso los momentos flectores generados en los elementos adyacentes se eliminan debido a la simetría de cargas, lo cual genera nudos que deben de transmitir cargas axiales provenientes de columna y tensiones de tracción y compresión de magnitudes relativamente pequeñas generadas por los pares de momento. En contraste, la distribución de esfuerzos en elementos sometidos a cargas laterales varía generando momentos con signo opuesto que provocan esfuerzos cortantes que deben de transmitirse a través del nudo, tal como se muestra en la figura 2.2. El valor de estos esfuerzos cortantes puede ser de hasta seis veces el presente en elementos adyacentes según Paulay y Prestley (1992) y como demuestra Moehle (2015).

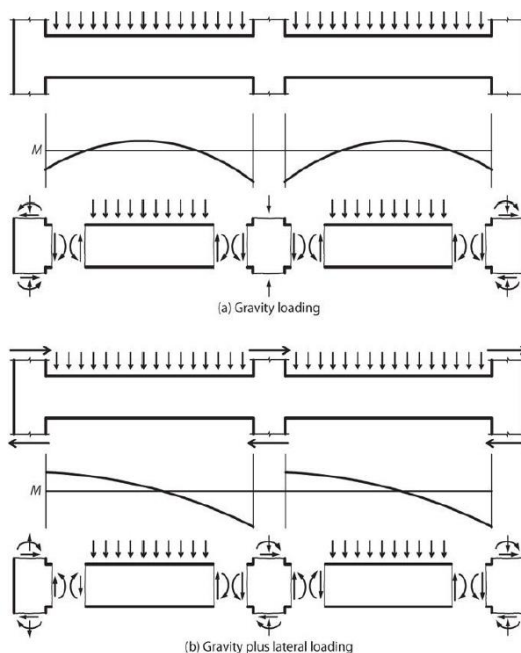


Imagen 2.2: Distribución de Momentos para pórticos sometidos a cargas gravitacionales y laterales (Moehle, 2015)

2.2.1. Tipos de nudo

Con el fin de definir la resistencia de un nudo conviene separarlos dependiendo de las condiciones de contorno que tengan. Un método habitual es el de contabilizar el número de

elementos que llegan a estos, puesto que la cantidad de elementos en los extremos del nudo produce un mayor efecto de confinamiento. Para un pórtico plano se tiene entonces:

- Nudos interiores
- Nudos exteriores
- Nudos de esquina

En el caso de extender el análisis a estructuras espaciales el concepto se extendería a las tipologías mostradas en la imagen 2.3, cuya diferencia es la cantidad de elementos que confinan al nudo en las direcciones perpendiculares al plano. Para propósitos de la investigación se usarán nudos interiores y exteriores.

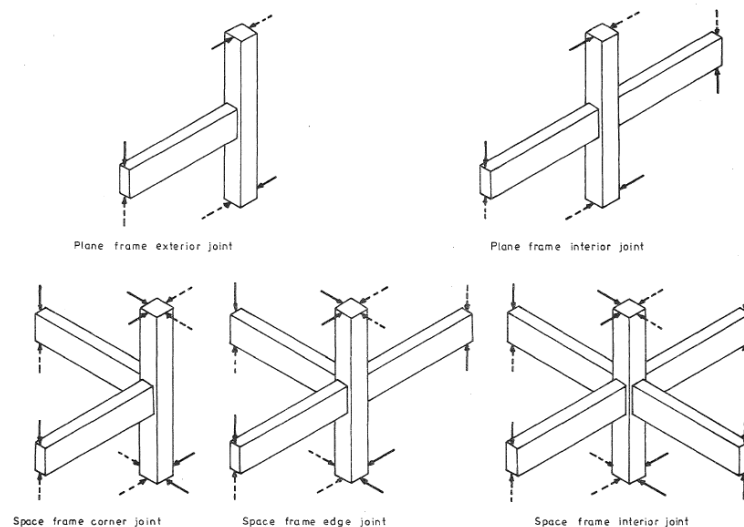


Imagen 2.3: Clasificación de nudos (Beckinsale, 1980)

2.2.2. Filosofía de diseño

El planteamiento actual de diseño sismorresistente se centra en disipar energía en forma de deformación plástica, en lugar de soportar la totalidad de los esfuerzos generados por el mismo en el rango lineal, tal como se hace para el resto de acciones consideradas en diseño. La disipación por medios de deformación es válida debido a que la cantidad de energía disipada es la misma si se adquiere un determinado nivel de ductilidad en la estructura (deformación).

Es así que se plantea elementos que actúen como fusibles incurriendo en rango no lineal, que plastifiquen. El comportamiento de estos elementos debe permitir disipar energía mediante mecanismos dúctiles y su respuesta no debe en ningún momento generar inestabilidad en la estructura. En contraste, la respuesta de un nudo está controlada por cortante y anclaje de barras, efectos de carácter poco dúctil; además, la plastificación de un nudo puede generar inestabilidad y colapso de la estructura. Siendo así inapropiado considerar la plastificación del nudo como mecanismo de disipación de energía.

Es así que resulta necesario usar a vigas o columnas como fusibles mientras que el nudo actúa como un elemento de transmisión, el cual debe poseer la capacidad para soportar las sollicitaciones máximas generadas por la plastificación de los elementos de disipación.



2.2.3. Fuerzas en nudos

Como se ha mencionado las fuerzas del nudo se generan debido a la plastificación de los elementos “fusibles”, para un nudo interior se tendría una configuración tal como la mostrada en la imagen 2.4, en la cual la plastificación de vigas y columnas adyacentes al nudo genera un par equivalente al valor del momento dividido entre la distancia que separa a las resultantes de fuerza a tracción y compresión.

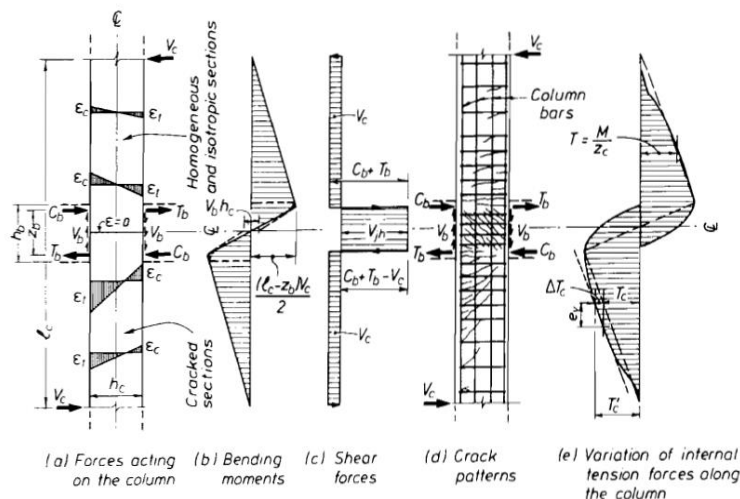


Imagen 2.4: Distribución de esfuerzos cortantes en nudo interior (Paulay & Priestley, 1992)

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo al alcanzar la formación de rótulas plásticas no tienen un valor definido exactamente. Desde que se efectúa el diseño de secciones es frecuente el uso de valores característicos, que son aquellos que en caso de efectuar un ensayo serán superados por al menos el 95% de ejemplares. Por otro lado, al alcanzar deformaciones grandes, el refuerzo presentará endurecimiento por deformación con una resistencia superior a la de fluencia. Por tales motivos se plantea un coeficiente de sobrerresistencia que busca cubrir el posible excedente en capacidad.

Las normas hacen clara mención de esto:

- La normativa americana, ACI plantea en la sección de diseño sísmico un valor de tracción máximo de 1.25 veces la resistencia de fluencia.
- La normativa europea, establece un valor del coeficiente de sobrerresistencia debido al endurecimiento por deformación γ_{Rd} no menor a 1.20, aunque se plantea la posibilidad de modificar este valor acorde a anejos de cada país.

2.2.3.1. Nudos Interiores

Para un nudo interior en el plano se tendría la configuración como la mostrada en la imagen 2.5, la cual indica la convergencia de fuerzas en el elemento asociada con esfuerzos de tracción y compresión generadas por varillas de refuerzo y el bloque de compresión del hormigón respectivamente.

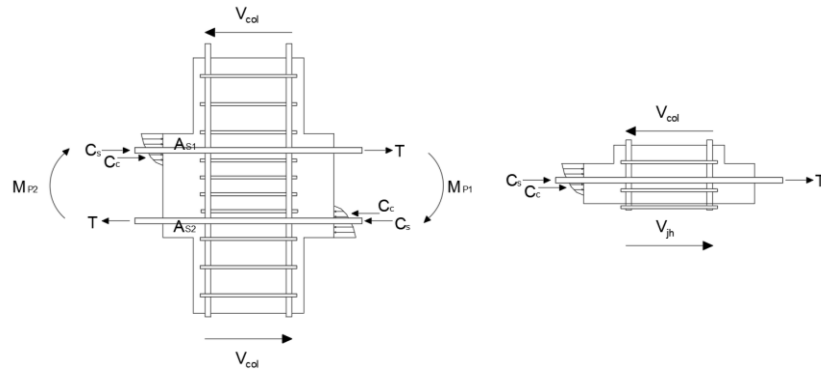


Imagen 2.5: Fuerzas en nudos interiores

Por otro lado, por equilibrio de fuerza el cortante en el nudo se puede plantear así:

$$V_{jh} = T + C_c + C_s - V_{col} \quad (2.1)$$

Debido a equilibrio de fuerza en vigas se cumple que las fuerzas de compresión serán iguales a las fuerzas de tracción. Reemplazando se tiene la relación:

$$V_{jh} = T + T' - V_{col} \quad (2.2)$$

Para incluir el valor máximo posible de las tracciones generadas en la viga se incluye un factor de sobrerresistencia λ_o . Se puede plantear el cortante requerido para el nudo como:

$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2})\lambda_o f_y - V_{col} \quad (2.3)$$

2.2.3.2. Nudos Externos

Los nudos externos tienen un planteamiento similar al de los internos, pero reduciendo la cantidad de elementos que llegan al mismo. Al plantear la sumatoria de fuerzas para las resultantes que llegan a este elemento se tendrá una configuración como la mostrada en la figura 2.6. Podría considerarse que esta situación es menos crítica que la de nudos internos, aunque en contraste se generan limitaciones con el tamaño mínimo del nudo vinculadas con la longitud de anclaje requerida para los elementos que llegan al nudo.

Aislando el elemento puede observarse la siguiente configuración:

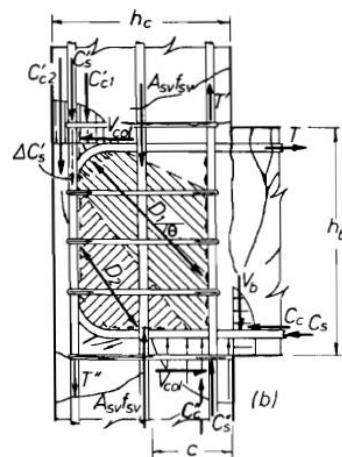


Imagen 2.6: Fuerzas en nudos externos. (Paulay & Prestley, 2002)



Por equilibrio de fuerzas puede decirse que:

$$V_{jh} = T - V_{col} \quad (2.4)$$

Reemplazando el valor de la máxima fuerza de tracción se obtiene el valor del cortante que deberá ser transferido a través del nudo.

$$V_{jh} = A_{s1} \lambda_o f_y - V_{col} \quad (2.5)$$

En cuanto al cortante vertical Paulay indica que se usa el mismo planteamiento de análisis considerado para nudos internos y externos, pero con la variación surgida de la distribución del acero de refuerzo en toda la cara del elemento. Se sugiere usar la ecuación:

$$V_{jv} = \left(\frac{h_b}{h_c} \right) V_{jh} \quad (2.6)$$

2.2.4. Mecanismo de resistencia del nudo

Con el fin de identificar los componentes del mecanismo del nudo, conviene analizar la imagen 2.7, que muestra la resultante de fuerzas en el nudo y los posibles mecanismos que pueden generarse y desarrollar la resistencia del elemento.

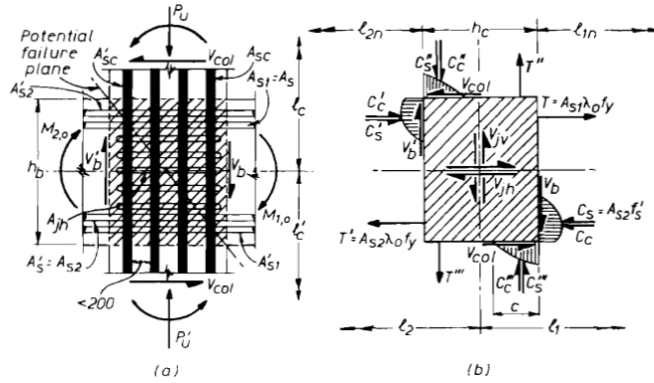


Imagen 2.7: Fuerzas resistentes al interior del nudo (Paulay & Prestley, 2002)

En el momento en que se ha alcanzado la capacidad máxima de los elementos fusibles, transmitirán al nudo la capacidad máxima esperada por sus componentes, la plastificación del acero de refuerzo se ha incluido en la parte (b) de la imagen 2.7, con la presencia de un coeficiente de sobrerresistencia, de igual manera la distribución de tensiones en el hormigón es no lineal.

2.2.4.1. Mecanismo de puntal de compresión de hormigón

Las zonas de compresión del hormigón deberán de transferir usando un puntal inclinado la resultante de compresión traída desde vigas y columnas. Para axiles relativamente pequeños, habitualmente relacionados con solicitaciones del tipo sísmicas, se tiene una resistencia:

$$V_{ch} = D_c \cdot \cos(\alpha) \quad (2.7)$$

$$V_{cv} = D_c \cdot \sin(\alpha) \quad (2.8)$$

Dónde:

D_c : Capacidad de la biela a compresión en el nudo.

α : Ángulo de inclinación de la biela.

V_{ch} : Cortante horizontal.

V_{cv} : Cortante vertical.

Para el cortante horizontal y vertical respectivamente. Las fuerzas generadas en el hormigón como resultado de las acciones de miembros adyacentes generan la aparición de un puntal a compresión, mientras que los esfuerzos generados en barras y que se anclan en el nudo mediante tensiones de anclaje producen un mecanismo de bielas y tirantes, con un campo de compresiones generado en el núcleo. Es necesaria entonces la presencia de estribos en ambas direcciones para garantizar dicho comportamiento.

2.2.4.2. Mecanismo de cercha

Mientras que una fracción de la tracción se transmite a través del puntal de compresión, el remanente debe de discurrir como un flujo de cortante. De manera que se obtiene una contribución del acero en dirección horizontal, expresada como:

$$V_{sh} = D_s \cos(\alpha) = V_{jh} - V_{ch} \quad (2.9)$$

Dónde:

D_s : Fuerza de compresión total en la diagonal de compresión.

V_{sh} : Cortante resistido por el acero.

El efecto de este mecanismo adquiere mayor importancia conforme más fisurado se encuentre el hormigón, por lo que para nudos relativamente grandes en comparación a la columna su valor puede ser despreciable.

Si bien es deseable que los nudos se mantengan en régimen lineal, en ciertos casos es necesario proveer de un detallamiento especial para evitar la formación de rótulas plásticas demasiado próximas al nudo, ya que la plastificación del refuerzo de esta puede introducirse en el nudo.

2.2.4.3. Anclaje de barras

En cuanto se produce plastificación del refuerzo, puede asegurarse de que ha empezado a generarse un deterioro en la interfaz del mismo con el hormigón, si bien resulta complicado medir la variación de este de una manera completamente explícita para el caso de conexiones viga-columna debido a la gran cantidad de variables que afectan al problema. Sin embargo, existe una clara idea de los parámetros que afectan al desarrollo del anclaje en nudos:

Confinamiento: En el caso de contar con estribos de refuerzo en dirección perpendicular al eje de la barra anclada el comportamiento mejora notablemente, previendo incluso la falla debido a causas prematuras como las que se pueden generar en columnas con axiles muy reducidos.

Diámetro barra: Se pueden generar variaciones asociadas al diámetro de la barra, pero con magnitudes despreciables (en torno al 10%). Se establece que debe de existir una relación que



se mantenga constante entre el diámetro de barra y la longitud (de desarrollo) de la misma, con el fin de asociar la fuerza transmitida con la fuerza que discurrirá por el elemento.

Resistencia a compresión hormigón: Existe una relación más directa con la resistencia a tracción, que viene a ser función de la raíz de la resistencia a compresión.

Espacio libre entre barras: A distancias menores a 4db se observa una reducción no mayor al 20%.

Terminación superficial de barras: Las costillas son fuente primordial de la resistencia en la interfaz formada con el hormigón. Motivo por el cual el refuerzo liso ha caído en desuso para la mayoría de aplicaciones.

La aproximación tomada por la normativa confiere una mayor importancia a los nudos exteriores, debido a la pérdida de resistencia crítica que puede generarse en los mismos en el caso de barras con anclaje insuficiente. El problema radica en que, en el caso de nudos internos, no existe una pérdida de resistencia, pero sí un cambio en la respuesta en histéresis del elemento.

Paulay, sugiere tras hacer una revisión de la capacidad máxima de barras ancladas en un nudo, junto con algunos de los factores indicados anteriormente cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{d_b}{h_c} < k_j \frac{\xi_p \xi_t \xi_f}{\xi_m \lambda_0} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (2.10)$$

Dónde:

ξ_p : Factor que permite considerar el efecto de confinamiento adicional producido por un axil concomitante.

ξ_t : Factor de ubicación de barras.

ξ_f : Factor que considera el efecto desfavorable de plastificación de elementos en las cuatro caras del nudo.

ξ_m : Factor que considera los niveles de esfuerzo a los que se someterá la barra.

f_c' : Resistencia especificada del hormigón. (MPa)

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo. (MPa)

d_b : Diámetro barra. (mm)

h_c : Alto de columna. (mm)

2.2.4.4. Tipos de falla del nudo

Las conexiones viga columna tienen un comportamiento controlado por mecanismos de cortante y anclaje (Beckingsale, 1980) los cuales tienen una respuesta de disipación de energía muy pobre, por lo que se procura bajo solicitaciones generadas por movimientos sísmicos moderados mantener su comportamiento en régimen lineal. Las rótulas deberán de generarse en vigas o columnas. Para cumplir con los requerimientos de ductilidad impuestos por la filosofía de diseño por desempeño los nudos tienen que proveer de una capacidad de rotación muy alta

a las vigas, lo cual se logra atendiendo a varios requisitos, caracterizados por los mecanismos descritos en secciones anteriores:

- Falta de estribos, La cantidad de estribos permitirá desarrollar la capacidad del campo de compresiones, la ausencia de estos generará un fallo a cortante a una capacidad inferior puesto que la tracción requerida para formar la biela a compresión superará la capacidad del acero de refuerzo.
- En el caso de colocar una cuantía adecuada de refuerzo, la falla puede generarse debido a que se exceda la capacidad máxima del puntal a compresión, por lo cual es necesario verificar que este valor supere el producido a causa de la plastificación de los elementos fusibles; para permitir la formación de los mecanismos de ductilidad y disipación de energía requeridos (rotacional en el caso de viga), manteniéndose en lo posible bajo régimen lineal lo cual puede llegar a controlar el tamaño de otros elementos. (Moehle, 2015; Paulay et al., 1992)
- Es evidente que la naturaleza de la carga, puede provocar un deslizamiento en la interfaz de la barra y hormigón, por lo que las normas exigen se provea de una longitud de anclaje adecuada. El efecto es más crítico en columnas exteriores debido a la discontinuidad sin embargo en columnas interiores, si bien el deslizamiento no genera una pérdida de capacidad afecta notablemente la capacidad de disipación de energía del nudo.

2.3. Ecuaciones propuestas

2.3.1. Normativa

2.3.1.1. Normativa Americana ACI318-14

La edición actual de la norma de diseño de estructuras de hormigón, en el capítulo correspondiente a requerimientos especiales para estructuras sometidas a fuerzas sísmicas indica que la resistencia a cortante del nudo puede tomarse en función de la resistencia del hormigón y el grado de confinamiento proporcionado por vigas que llegan a su extremo. La ecuación tipo tiene la forma:

$$V_n = \gamma \lambda \sqrt{f'_c} A_j \quad (2.11)$$

Dónde:

V_n : Capacidad nominal a cortante del nudo. (N)

f'_c : Resistencia especificada del hormigón. (MPa)

A_j : Área del nudo. (mm²)

λ : Factor que toma en cuenta el efecto del uso de hormigones ligeros.

γ : Coeficiente que toma en cuenta el confinamiento provisto por elementos que se conectan al nudo (Wight, 2016), puede ser:

Nudos con vigas en sus cuatro caras: $\gamma=1.7$

Nudos con vigas en tres caras o dos opuestas: $\gamma=1.2$

Otros casos: $\gamma=1.0$



Hay que considerar que la normativa predispone la suposición de una cuantía mínima de acero transversal para poder desarrollar la resistencia de la biela a compresión, aunque establece que refuerzos transversales superiores al requerido no producen un incremento adicional en la resistencia de los mismos ha sobrepasado este valor. Esta afirmación se sustenta en ensayos de nudos realizados por Meinheit y Hirosawa. (ACI, 2014)

El confinamiento requerido para estos elementos se define en la misma normativa como el menor de los siguientes valores, calculado en cada una de las direcciones del elemento.

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2.12)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (2.13)$$

Dónde:

A_{sh} : Área ramas de acero que soportan el cortante. (mm²)

A_{ch} : Área de hormigón confinada por estribos. (mm²)

A_g : Área bruta de la sección de hormigón. (mm²)

b_c : Ancho sobre el cual se distribuyen los estribos. (mm)

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo transversal. (MPa)

El espaciamiento s provisto para estos elementos no debe de exceder de un valor máximo indicado como el mínimo entre:

- La cuarta parte de la menor dimensión de la columna.
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
- El valor s_0 , calculado como:

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.14)$$

Dónde:

h_x : Separación entre barras longitudinales soportadas por una rama de refuerzo transversal. (mm)

En cuanto a las longitudes de desarrollo en barras se aplica el siguiente requisito

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f_c'}} \quad (2.15)$$

El cual debe ser mayor a $8d_b$ (diámetro de barra) o 150mm, en Hormigones de peso normal.

2.3.1.2. Guía para rehabilitación sísmica de estructuras ASCE41-13/FEMA 273

Este documento cubre situaciones que quedarían fuera de la normativa, en particular aquellas con refuerzo de confinamiento menor al requerido. El cortante se toma como:

$$V_n = 0.083 \gamma \lambda \sqrt{f_c'} A_j \quad (2.16)$$

La cual tiene la misma forma que la presentada por el cuerpo principal del ACI, aunque se modifican los coeficientes que obedecen a:

Valor de γ					
	Condición I: Nudos		Condición II: Otros Nudos		
Refuerzo transversal	Nudo interior con vigas transversales	Nudo interior sin vigas transversales	Nudo exterior con vigas transversales	Nudo exterior sin vigas transversales	Nudo Rodilla con o sin vigas transversales
C	20	15	15	12	8
NC	12	10	8	6	4

Tabla 2.1: Valor de coeficiente para confinamiento de secciones con refuerzo transversal reducido (ACI 352)

Se definen:

C: Cumple con refuerzo transversal requerido por ACI318.

NC: No cumple con refuerzo transversal requerido por ACI318.

En cuanto a la longitud de desarrollo de barras se tienen las mismas ecuaciones planteadas al margen del ACI318.

2.3.1.3. Eurocódigo 8

La normativa europea separa el comportamiento del nudo en dos componentes de una manera más explícita, proporcionando una ecuación para el fallo de la biela a compresión y otra para valorar la cuantía de refuerzo transversal requerida en función del cortante:

Biela a compresión:

$$V_{jhd} = \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_{cd}}{\eta}} b_j h_{je} \quad (2.17)$$

Para el refuerzo transversal se presentan dos alternativas de cálculo, la primera representada con la ecuación:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (2.18)$$

Por otro lado, en forma simplificada se establece que:

Para nudos interiores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad (2.19)$$

Para nudos exteriores:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad (2.20)$$



En las ecuaciones anteriores se tiene:

A_{s1}, A_{s2} : Área de acero en extremos de la viga. (mm²)

A_{sh} : Área de estribos distribuidos en el nudo. (mm²)

v_d : Fuerza Axil de compresión normalizada que actúa sobre la columna.

f_{ywd} : Resistencia de fluencia del acero de diseño. (MPa)

f_{ctd} : Resistencia del hormigón de diseño a tracción. (MPa)

f_{cd} : Resistencia del hormigón de diseño a compresión. (MPa)

γ_{Rd} : Coeficiente de sobrerresistencia del material.

La normativa establece que el refuerzo calculado debe de distribuirse de manera simétrica en el alto de la viga h_w .

Para la longitud de desarrollo de barras se presentan la siguiente ecuación:

$$L_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (2.21)$$

La longitud básica se define como:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (2.22)$$

Se tiene:

σ_{sd} : Tensión de diseño de la barra en la posición desde la que se mide el anclaje. (MPa)

f_{bd} : Valor de diseño de la tensión última de vínculo hormigón-acero para barras corrugadas. (MPa)

Los coeficientes α definen las condiciones de recubrimiento, confinamiento, influencia de barras soldadas y efecto de cargas externas aplicadas sobre las mismas. El valor de los coeficientes atendiendo a cada causa se puede hallar en la normativa. (Eurocode, 2004)

2.4. Tipos de modelos de análisis de Nudos Viga-Columna

La modelización y simulación del comportamiento de una conexión Viga-Columna ha sido objetivo de varias investigaciones y mediante una gran variedad de métodos, siendo una de las principales dificultades incluir la gran cantidad de variables que influyen en la respuesta de estos elementos.

2.4.1. Método componentes

Es un modelo basado en el método de los componentes, denominado como de macroelementos (Costa et al., 2017), en el cual se utiliza una serie de grados de libertad para definir las acciones generadas por elementos externos sobre el elemento nudo.

Se requiere de tres etapas:

- Identificación de componentes: Se deben de usar solo aquellas que resultan relevantes para el comportamiento global del nudo

- Caracterización de cada componente: se plantean leyes constitutivas que permiten definir cuál será el comportamiento de la parte analizada, se discretiza el comportamiento de importancia del elemento.
- Ensamblaje de componentes: Consiste en la ubicación de los elementos y evaluación del tipo de comportamiento que se generará acorde a esta.

En torno a este tipo de modelos se han planteado muchas variables con arreglos similares al mostrado en la figura 2.8, aunque se han planteado diferencias en cuanto al comportamiento de cada una de las partes del mismo, haciendo especial énfasis en el cortante generado por el hormigón en el núcleo.

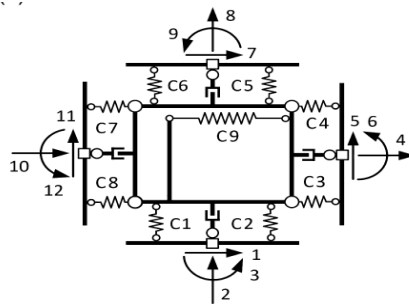


Imagen 2.8: Modelo de componentes (Costa et al, 2017)

2.4.2. Modelo de bielas y tirantes

Las regiones de discontinuidad, denominadas así al no cumplir con las hipótesis de Bernoulli Navier o Kirchhoff, pueden analizarse por el método de bielas y tirantes. Un nudo en particular contiene discontinuidades geométricas y de carga, lo que implica al ser una zona de discontinuidad tanto de cargas como geométrica, se puede considerar analizar el comportamiento de estos elementos mediante el procedimiento indicado.

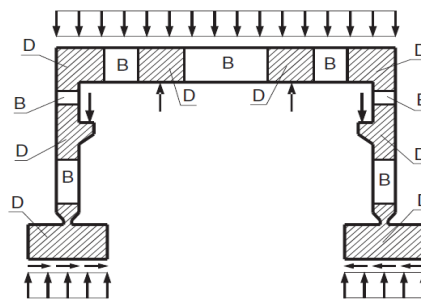


Imagen 2.9: Zonas de discontinuidad y de Bernoulli (EHE, 2008)

Consiste en simplificar el comportamiento del hormigón reduciendo el sistema a un sistema de cerchas interiores generadas por la contribución del hormigón y acero de refuerzo, un ejemplo habitual de este tipo de análisis es el generado al analizar el mecanismo de la fuerza de cortante en vigas, la cual fue una de sus primeras instancias.



2.4.3. Modelos multiresortes

Se componen de una serie de elementos rotacionales los cuales conectan las interfaces de viga y columna. Estos modelos han surgido propiamente como simplificaciones del modelo de componentes, con el fin de desarrollar modelos más rápidos y simplificados de análisis, pero procuran conservar los comportamientos fundamentales que regulan su falla.

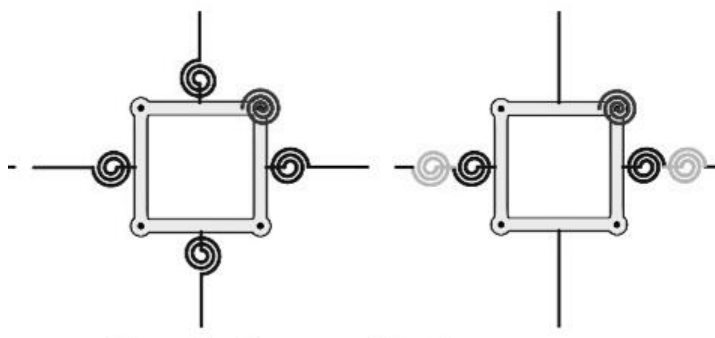


Imagen 2.10: Modelo Multiresortes (Altoontash, 2004)

2.4.4. Modelos de elementos finitos

Es uno de los que proveen de mayor precisión debido a la gran cantidad de variables con las que pueden trabajar y el nivel de discretización del modelo que se puede obtener. Sin embargo, deben de plantearse de manera individual para cada caso y su análisis suele ser computacionalmente costoso dependiendo del nivel de precisión requerido.

Se desarrollará de manera más completa en el capítulo siguiente.

2.4.5. Modelos de rótula rotacional

Se componen de una relación envolvente monotónica bilinear o trilineal y un grupo de reglas de histéresis que definen el comportamiento bajo cargas reversibles. El modelo se compone de elementos que permiten modificar la rotación en los extremos debido a la perdida de anclaje del refuerzo o la propia plastificación de la sección y la pérdida de rigidez asociada a la misma. (Sharma et al., 2012)

En la imagen 2.9 se muestra el modelo propuesto por Fillippou et al, 1983.

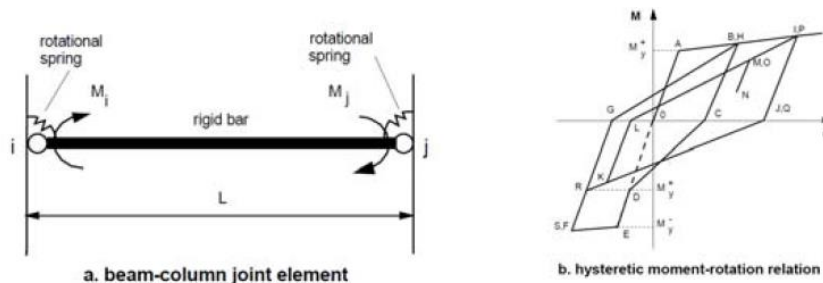


Imagen 2.11: Rótula Rotacional (Filippou F et al., 1983)

2.4.6. Modelos de plasticidad concentrada

Sharma et al (2011), propuso un modelo que se usa en el marco de la plasticidad concentrada, usa tensiones principales límite en el nudo como criterio de falla, con el fin de considerar la carga

axial en columna. En cuanto a las características del resorte se basan en las deformaciones propias del ensamblaje generadas debido al cortante.

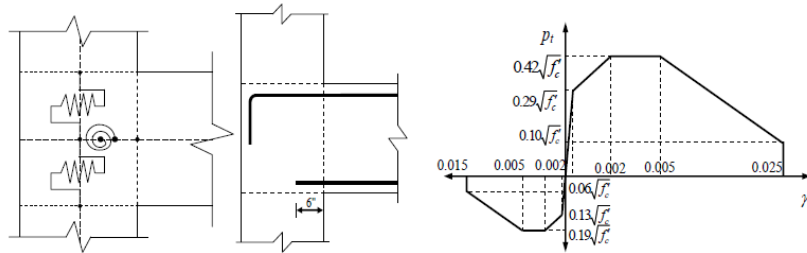


Figure-5 Joint Springs **Figure-6 Failure criteria for springs of joint model**

Imagen 2.12: Modelo Sharma et al (2011)



3. Modelo de elementos finitos

3.1. Definición del método

Es un método de solución numérica para problemas de campo, en el que se obtiene la distribución espacial de una o más variables dependientes. La descripción de los problemas analizados se hace mediante ecuaciones diferenciales. Consiste en la discretización del medio continuo a un número finito de elementos o piezas que interconectados entre si mediante nudos.

En cada uno de los nudos se establecen valores exactos (calculados) de las variables buscadas, mientras que, para puntos intermedios, al interior de cada elemento, se plantean variaciones lineales o polinómicas. La división del elemento analizado en piezas crea la malla, que se extiende por todo el elemento o pieza analizada y que dependiendo del grado de discretización (tamaño, nivel de detalle) generará diferentes resultados, y dado que solo se obtienen valores fijos en los nudos, cuantas más divisiones se tenga, mejores resultados se generarán; sin embargo conviene limitar esta variable pues puede llegar a traer análisis excesivamente largos, que no traen mejoras notables en precisión. (Cook, 2001)

Un claro ejemplo, para un modelo sencillo de una barra de sección variable puede apreciarse en la figura 3.1, en la que debido al método de interpolación y el tamaño de los elementos usado se producen grandes discontinuidades en el valor de las tensiones axiales generadas a lo largo de la barra, se podría mejorar el resultado en el caso de usar una mayor cantidad de elementos usados o cambiar la ley de interpolación.

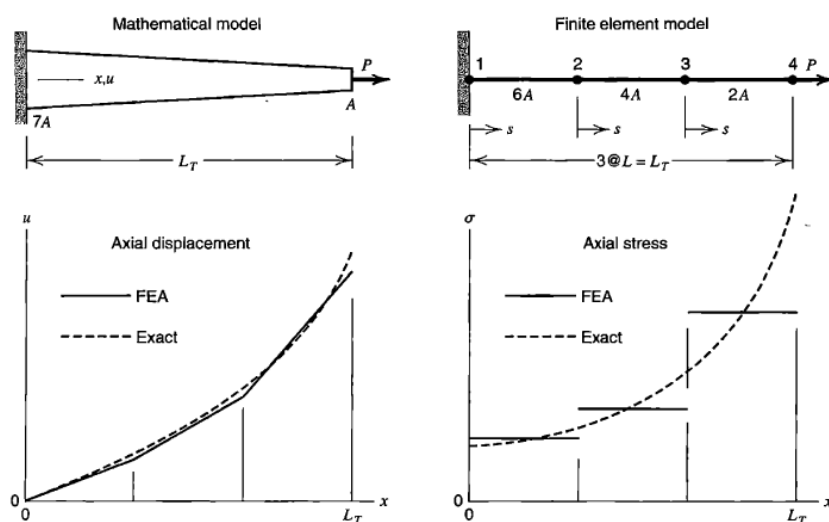


Imagen 3.1: Cálculo de deformaciones y tensiones en barra (Robert D. Cook et al, 2002)

Los diferentes patrones de interpolación varían acorde con el tipo de elemento analizado, varios autores han desarrollado discusiones al respecto en textos especializados. (Chandrupatla, 2012; Cook, 2001; Crisfield et al., 2006)

En rasgos generales el análisis mediante elementos finitos se compone de tres etapas:

- Pre-proceso: Incluye la descripción de geometría, materiales, cargas y condiciones de contorno. Además de planteamiento en cuanto a tamaño de elementos y tipo de mallado.
- Análisis numérico: Generación y combinación de matrices para representar la totalidad de la estructura, seguido de la solución y análisis adicionales para problemas no lineales o dependientes del tiempo.
- Postproceso: Análisis de resultados obtenidos. Comparación y validación del modelo.

Existen varias formas de plantear el problema, dos muy conocidas son el principio de minimización de la energía (Rayleigh Ritz) y el de los trabajos virtuales (Galerkin), que resultan de interés al conocer el trasfondo teórico del método. (Chandrupatla, 2012)

3.2. Ecuaciones diferenciales en mecánica de sólidos

La formulación de análisis del tipo general requiere de la formulación de los siguientes puntos:

3.2.1. Relación esfuerzo deformación: Ecuación constitutiva (Ley de Hooke generalizada)

Para análisis lineales se tiene el siguiente planteamiento, válido para cualquier grado de discretización. En la que se establece una relación de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, siempre y cuando se considere el estado tensional inicial del medio analizado. (Cook, 2001)

$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\} + \{\sigma_o\} \quad (3.1)$$

El orden y valor de la ley constitutiva, dependerá del tipo de problema analizado y las simplificaciones que se hagan sobre el mismo (deformaciones en el plano, por ejemplo)

3.2.2. Ecuación de equilibrio (Ecuación de cauchy)

Define el equilibrio entre las fuerzas aplicadas sobre un elemento y las tensiones resultantes al interior de éste. Dichas ecuaciones dependen de la forma en que se considera al problema en cuanto al número de grados de libertad disponibles (análisis en el plano, tridimensional). Como ejemplo para la imagen 3.2 se tendrían las ecuaciones siguientes para un problema tridimensional:

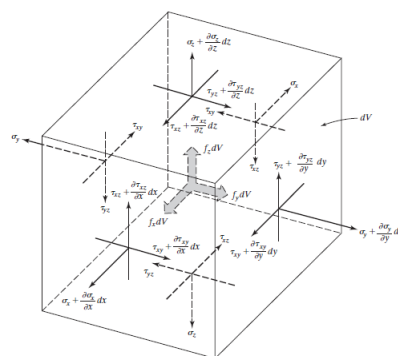


Imagen 3.2: Equilibrio en fuerzas sobre elemento diferencial (Belegundu et al, 2012)



$$\text{Dirección } x: \sigma_{x,x} + \tau_{xy,y} + \tau_{zx,z} + F_x = 0 \quad (3.2)$$

$$\text{Dirección } y: \tau_{xy,x} + \sigma_{y,y} + \tau_{yz,z} + F_y = 0 \quad (3.3)$$

$$\text{Dirección } z: \tau_{xz,x} + \tau_{yz,y} + \sigma_{z,z} + F_z = 0 \quad (3.4)$$

3.2.3. Condiciones de contorno

Incluyen la prescripción de fuerzas y desplazamientos es decir soportes y cargas que caracterizan al problema en análisis. La figura 3.3 muestra varias condiciones de contorno aplicadas a un problema sencillo.

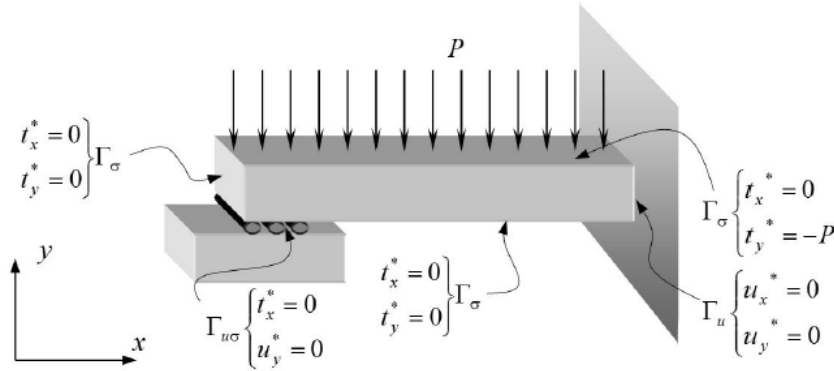


Imagen 3.3: Condiciones de contorno de varios tipos (Oliver & Agelet, 2016)

3.2.4. Ecuación geométrica (Deformaciones a desplazamientos)

Esta relación se efectúa mediante los desplazamientos o deformaciones y, deformaciones infinitesimales. Permite describir las deformaciones del sólido producidas al inducir un desplazamiento. De manera general se expresa como:

$$\{\varepsilon\} = [\partial]\{u\} \quad (3.5)$$

Donde:

u : Vector de desplazamientos

ε : Vector de deformaciones

∂ : Operador lineal

El valor del operador lineal depende del orden del problema analizado

3.3. Tipos de análisis

3.3.1. Análisis Lineal

Para el análisis lineal de estructuras se tiene un número N de ecuaciones lineales que deben de resolverse, siendo N el número de grados de libertad de la estructura

$$[K] \cdot \{u\} = \{f\} \quad (3.6)$$

Donde:

K: Matriz de rigidez

u: Vector de desplazamientos nodales

f: Vector de fuerzas nodales correspondientes a los grados de libertad

3.3.2. Análisis no lineal

Para ciertos procesos las hipótesis que permiten resolver un problema mediante sistemas de ecuaciones lineales no se cumplen, siendo necesaria la aplicación de métodos iterativos incrementales, además de una descripción de las propiedades no lineales que puedan introducirse al problema. Los tipos de no linealidad y su influencia sobre las condiciones de un problema se indica a continuación.

3.3.2.1. Tipos de no linealidad

3.3.2.1.1. No linealidad geométrica:

Generada cuando la magnitud de las deformaciones que experimenta una estructura es relativamente excesiva, al punto que las ecuaciones del sistema deben de plantearse a partir de la condición deformada de la misma; es decir que las cargas producen efectos de segundo orden alterando los esfuerzos generados sobre la estructura. La figura 3.4 muestra un ejemplo de un voladizo con un resorte de rigidez k_T , el cual tendrá una respuesta muy diferente en el caso de considerar o no los efectos de los puntos de desplazamiento generados por las mismas cargas. (Reddy, 2015)

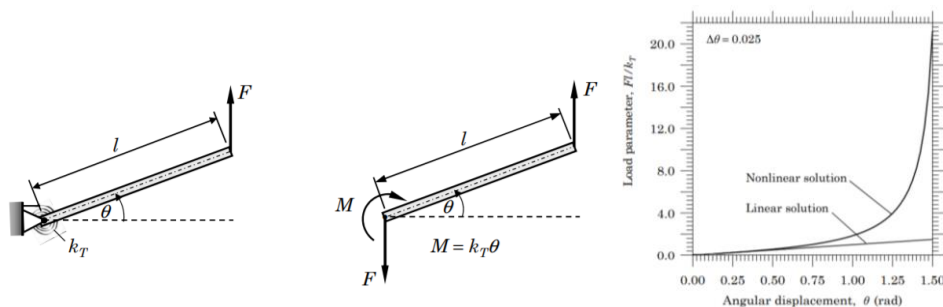


Imagen 3.4: Aplicación de carga sobre voladizo y deformación angular (Reddy, 2015)

3.3.2.1.1. No Linealidad del material:

Se debe a variaciones en el estado de esfuerzo o deformación. Ejemplos de esta tipología incluyen el flujo plástico, plastificación y elasticidad no lineal. La imagen 3.5 muestra una gráfica de la respuesta esfuerzo deformación del hormigón, en el cual puede apreciarse diferentes comportamientos a tracción y compresión, además de una relación no lineal.

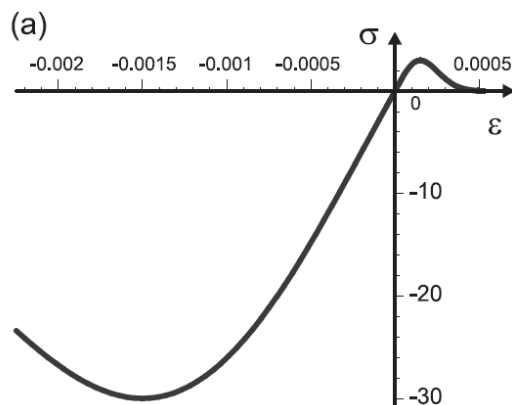


Imagen 3.5: Curva esfuerzo deformación hormigón. (Háussler-Combe, 2014)

3.3.2.1.2. Linealidad de contacto

Son aquellos problemas en los que puede generarse contacto o espacios predefinidos (condiciones de contorno particulares) que requieren de una revisión durante la aplicación de una acción externa con el fin de verificar que ésta no se exceda. La fricción de contacto puede generar no linealidad debido a deslizamiento.

3.3.2.2. Métodos de solución

Debido a las propiedades indicadas anteriormente, la relación expresada en la ecuación 3.7 deja de cumplirse puesto que la matriz de rigidez o el vector de cargas se convierten en función del desplazamiento.

Un punto de partida para resolver este tipo de problemas considerando las condiciones de contorno propias del problema se puede plantear con la siguiente igualdad:

$$f_{int} = f_{ext} \quad (3.7)$$

La cual se resuelve usando un método incremental, hasta que se cumpla una tolerancia. Uno de los métodos más usados es el de Newton-Raphson, revisado a continuación.

3.3.2.2.1. Newton Raphson Regular

El procedimiento consiste en la aplicación de pasos de carga fracción del total, hasta completar el equilibrio con las fuerzas desarrolladas internamente.

Asumiendo un paso de carga a partir de un estado de reposo, se tiene un incremento:

$$\Delta u = K_{t0}^{-1} \Delta P1 \quad (3.8)$$

Con base en este incremento se puede calcular el desplazamiento asociado a dicho desplazamiento

$$u_A = 0 + \Delta u \quad (3.9)$$

Usando este desplazamiento, se puede calcular la fuerza interna desarrollada, usando una nueva matriz de rigidez (k calculado como función de u_A), cuya diferencia respecto al valor planteado inicialmente será el error o carga no balanceada.

$$e_{PA} = P_1 - K \cdot u_A \quad (3.10)$$

Desde aquí se plantean iteraciones sucesivas en las que se vuelve a calcular un nuevo desplazamiento, generado por la fuerza no balanceada, y se repite el cálculo del error:

$$\Delta u = K_{ta}^{-1} e_{PA} \quad (3.11)$$

$$u_B = u_A + \Delta u \quad (3.12)$$

$$e_{PB} = P_1 - K \cdot u_B \quad (3.13)$$

El cálculo se termina en el momento en que el error e , es menor que un valor indicado de tolerancia.

Como se aprecia en la figura 3.6 el método de Newton-Raphson completo o regular, recalcula la rigidez para cada iteración, aunque esta no converja a la respuesta, aunque es ahí donde radica una de sus desventajas pues el recálculo de la matriz de rigidez puede resultar pesado computacionalmente, a pesar de que se requieren menos iteraciones para que la respuesta converja.

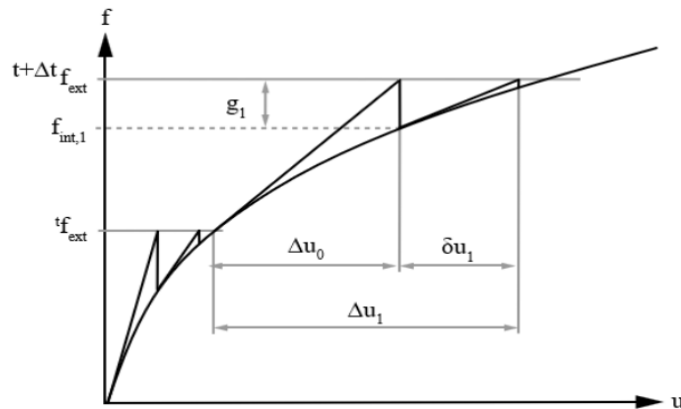


Imagen 3.6: Proceso Iterativo Newton Raphson Regular. (DIANA, 2017)

3.3.2.2.2. Newton Raphson Modificado

El procedimiento sigue la misma mecánica del método de Newton Raphson regular, la diferencia radica en el momento en que se calcula la matriz de rigidez tangente; puesto que se hace únicamente tras haber completado un paso de carga.

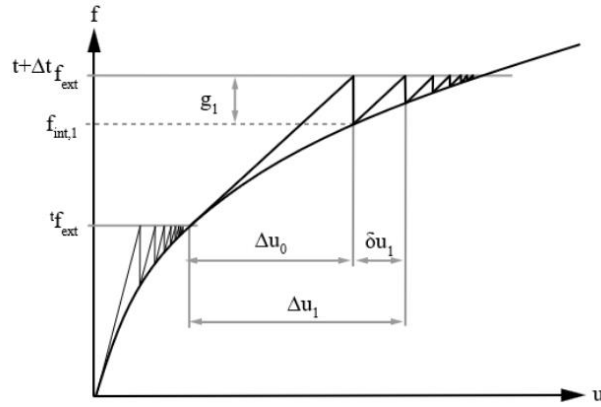


Imagen 3.7: Proceso Iterativo Newton Raphson Modificado. (DIANA, 2017)

Si bien se necesita un mayor número de cálculos para alcanzar la convergencia, se evita modificar la rigidez tangente en cada incremento de carga lo cual suele resultar en una carga computacional pesada llevando a tiempos de cálculo reducidos.

3.3.2.2.3. Quasi-Newton

Llamado también como Newton secante, calcula matrices de rigidez secante entre puntos de iteraciones anteriores. Resulta más estable que el método regular para problemas inherentemente no lineales. Este método tiene una velocidad de convergencia menor a Newton Regular, pero es más rápido que Newton Modificado.

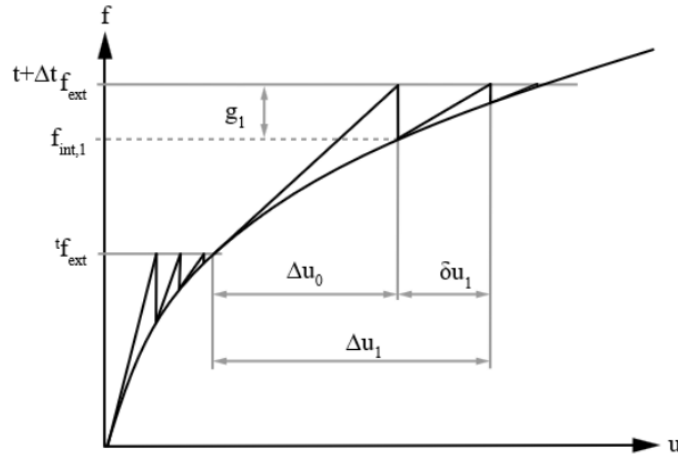


Imagen 3.8: Proceso Iterativo Quasi-Newton. (DIANA, 2017)

El esquema del procedimiento puede plantearse así:

Se plantea un desplazamiento δu_i , con el cual se calcula el incremento en fuerza δg_i

$$K_{i+1} \delta u_i = \delta g_i \quad (3.14)$$

El valor del siguiente incremento se calcula con la relación

$$\delta u_i = K_i^{-1} \delta g_i \quad (3.15)$$

Por substitución se muestra que las siguientes matrices cumplen con la relación 3.9.

$$K_{i+1} = K_i + \frac{(\delta g_i - K_i \delta u_i) c^T}{c^T \delta u_i} \quad (3.16)$$

$$K_{i+1} = K_i + \frac{(\delta g_i - K_i \delta u_i) c^T + c (\delta g_i - K_i \delta u_i)^T}{c^T \delta u_i} - \frac{(\delta g_i - K_i \delta u_i) \delta u_i c^T}{(c^T \delta u_i)^2} \quad (3.17)$$

En estas el vector c puede elegirse libremente, lo que lleva a la selección de uno de los tres métodos de cálculo definidos. (DIANA, 2017)

- Broyden:

Se substituye el valor de c por δu y se invierte K_{i+1} , obteniendo:

$$K_{i+1}^{-1} = K_i^{-1} + \frac{(\delta g_i - K_i^{-1} \delta g_i) \delta u_i}{T} \quad (3.18)$$

- Broyden-Fletcher-Goldfarb-Schanno (BFGS):

$$K_{i+1}^{-1} = \left(I + \frac{\delta u_i \delta g_i^T}{T} \delta u_i^T \cdot T \cdot \delta g_i \right) K_i^{-1} \left(I + \frac{\delta g_i \delta u_i^T}{T} \delta u_i^T \cdot T \cdot \delta g_i \right) + \frac{\delta u_i \delta u_i^T}{T} \quad (3.19)$$

Para los métodos Broyden y BFGS no se calcula la inversa de la matriz secante en forma explícita, se obtienen desplazamientos δu al reemplazar la ecuación 3.18 o 3.19 en 3.17. La aplicación sucesiva de las ecuaciones de Broyden permite calcular la rigidez secante de manera correcta a partir de la rigidez K_0 usada al inicio del incremento.

- Crisfield

Crisfield sugiere utilizar solo el vector de corrección reciente " c ", lo que permite ahorrar memoria y tiempos de cálculo.

3.3.2.2.4. Line Search:

Permite aproximaciones que se acercan más a la solución del problema en cada iteración e incluso reducen los problemas de divergencia en estructuras con no linealidad pronunciada.

El método *Line Search*, busca optimizar la selección del valor de u usando una cantidad que minimice la energía potencial.

3.4. Tipos de elementos

Puesto que el análisis se hará de manera tridimensional con el fin de capturar de mejor manera el comportamiento del hormigón se tendrán dos tipos de materiales, que atienden a los componentes de la estructura:

- Hormigón, soportes: Elemento sólido
- Refuerzo: elemento refuerzo



3.4.1. Elementos sólidos

Se definen como de propósito general, se sugiere su uso sólo cuando elementos menos complejos no pueden analizar las condiciones deseadas debido a que implica una solución de varias ecuaciones, lo que incrementa el costo computacional del análisis y tiempo. La forma de los mismos puede definirse acorde a varias tipologías disponibles, la figura 3.9 muestra la forma de un elemento tipo bloque con 8 nudos.

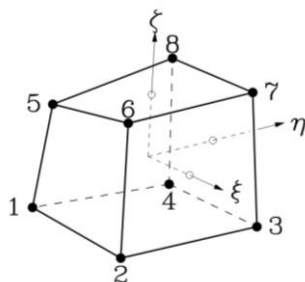


Imagen 3.9: Elemento Sólido. (DIANA, 2017)

Los desplazamientos que pueden asociarse a cada elemento son tres en cada una de las direcciones globales del sistema de referencia, las cuales usando la derivación de Green-Lagrange pueden calcularse los valores de deformaciones unitarias en los 6 grados de libertad (tres traslacionales y tres rotacionales)

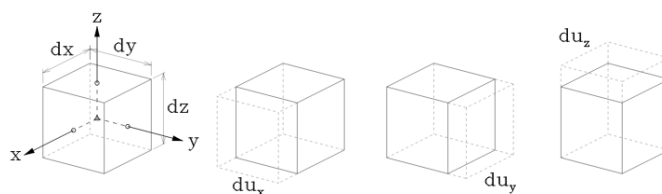


Imagen 3.10: Deformaciones disponibles en elemento (DIANA, 2017)

3.4.2. Elementos refuerzo

La formulación seleccionada para el acero de refuerzo será de elementos embebidos. Esto debido a que la creación de elementos barra individuales provocaría dificultades al momento de generar un mallado que atienda a cada uno de los refuerzos existentes. El refuerzo embebido añade rigidez al elemento finito matriz sobre el cual se sitúa, además debe de definirse una propiedad de material que represente su comportamiento. Se usarán dos tipos diferentes de refuerzo embebido:

3.4.2.1. Refuerzo embebido sin deslizamiento:

Están completamente adheridos al elemento que limita sus bordes denominado elemento madre, es decir no existe un desplazamiento relativo entre éstos. Puede aplicarse sobre varios de los tipos de elementos disponibles en DIANA FEA, aunque para interés del análisis se usarán sobre elementos sólidos. La figura 3.11 muestra la relación entre un elemento refuerzo y el sólido que lo contiene.

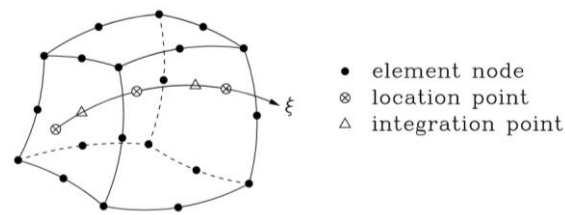


Imagen 3.11: Ubicación de elemento refuerzo sobre sólido (DIANA, 2017)

Algunas características de éstos son:

- No aportan con masa y no desplazan al material sobre el cual están embebidos.
- No poseen grados de libertad propios y no se permiten desplazamientos relativos con el elemento que los contiene
- Sus deformaciones unitarias se calculan a partir de las obtenidas del elemento madre
- El comportamiento otorgado a estos es el de entramado (Truss), sólo pueden transmitir tensiones en la dirección longitudinal de los mismos.

Para definir un elemento de refuerzo se usan los siguientes parámetros:

- Ubicación
- Propiedades del material
- Esquema de integración
- Cargas (pretensado)

3.4.2.2. Refuerzo con deslizamiento

Su planteamiento es similar al del refuerzo embebido, con la diferencia que existe una interfaz de línea colocada entre el elemento sólido y el refuerzo con deslizamiento, la cual permite simular una discontinuidad de deformaciones tras alcanzar cierto valor, definido por la rigidez a cortante de la interfaz.

Para usar este tipo de elementos se debe definir cuál será el comportamiento asociado al refuerzo, teniendo dos posibilidades: elemento, viga (beam) y entramado (truss). Las diferencias esenciales entre estos radican en las condiciones de contorno que se plantean para cada caso:

- Entramado/Truss
Elementos que solo pueden tomar deformaciones axiales, por lo tanto, las tensiones que toman son de tracción o compresión únicamente, lo que consecuentemente lleva a una distribución de tensiones sobre su eje longitudinal.

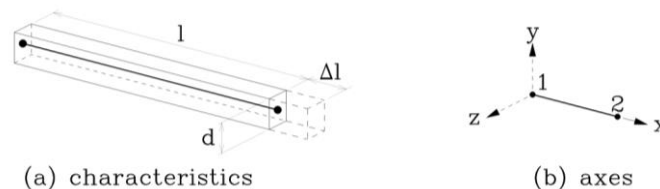


Imagen 3.12: Elemento Truss (DIANA, 2017)



- Viga/Beam
- Elementos que pueden tomar deformaciones axiales, de cortante, curvatura y torsión; pudiendo soportar fuerzas axiales, de corte y momento. Dependiendo de si se ubican en el plano o espacio contarán con 3 o 6 grados de libertad respectivamente.

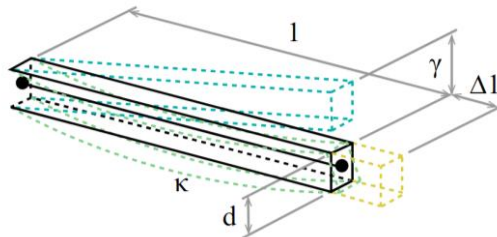


Imagen 3.13: Elemento Beam, desplazamientos disponibles (DIANA, 2017)

3.5. Tipos de materiales

Se divide en tres tipos de materiales los usados en el análisis mediante elementos finitos: hormigón, acero de refuerzo y soportes. Cada uno será analizado por separado, pero antes de definir cada una se debe de plantear el concepto de propiedades generales.

3.5.1. Propiedades generales:

La mayoría de ensayos no presentan información completa más allá de la resistencia a compresión del material lo que es comprensible con la complejidad asociada con la determinación de parámetros adicionales de manera experimental. Por otro lado, existen correlaciones que permiten calcular parámetros adicionales a partir de la resistencia del hormigón.

En el caso del acero, las propiedades no lineales se aproximan a partir de la resistencia de fluencia, última y las deformaciones asociadas a estas.

Para cada material existen propiedades principales que deben definirse, siendo estas las que rigen el comportamiento lineal del material, el módulo de elasticidad o de Young y el coeficiente de Poisson, en el cada caso se plantearán valores referenciales o ecuaciones para hallarlos

- Módulo de Young
- Coeficiente de Poisson

3.5.2. Hormigón

Los materiales usados en el hormigón se han separado en dos tipologías, de carácter lineal y no lineal; con el fin de optimizar el tiempo de análisis e incurrir en un mayor grado de detalle en los elementos que realmente son de interés para la investigación.

3.5.2.1. Comportamiento Lineal

Para las regiones localizadas fuera de puntos de concentración de tensiones que no resultan de interés, se ha usado una relación esfuerzo deformación lineal para la cual únicamente se requiere de especificar los siguientes parámetros

- Módulo de elasticidad tangente (Young)

Existen varias ecuaciones provistas dependiendo de la normativa usada y de varias investigaciones. Algunas de las alternativas revisadas fueron las siguientes:

CEP-FIB model code 2010:

Para hormigones de peso normal

$$E_{ci} = E_{c0} \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (3.20)$$

Dónde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón. (MPa)

E_{ci} : Módulo de elasticidad del hormigón a 28 días de edad. (MPa)

E_{c0} : $21.5 \cdot 10^3$ (MPa)

α_E : Coeficiente para diferentes tipos de agregado.

Δf : 8.0 (MPa)

ACI 318-14:

Para hormigones de peso normal

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (3.21)$$

Dónde:

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón. (MPa)

- Módulo de Poisson

CEP-FIB sugiere un valor de 0.20 para condiciones de estado límite último, aunque también se plantea la posibilidad de una variación de 0.14 a 0.26

3.5.2.2. Comportamiento no lineal: Total Strain Based Crack

3.5.2.2.1. Definición

El modelo usado para las regiones de nudo y sus cercanías es el denominado Total Strain crack Model o modelo de hipoelasticidad. Fue desarrollado usando la teoría del campo de compresión modificado (Modified Compression Field Theory), específicamente la extensión a modelos tridimensionales propuesta por Selby y Vecchio. (DIANA, 2017)



Este concepto considera al material, hormigón, como un continuo de comportamiento idéntico al de un material elástico isótropo hasta la formación de la primera grieta, momento en el que se pasa a usar una ley de comportamiento ortótropa que estará orientada acorde con los ejes definidos por la fisura; de cuya orientación se derivan dos posibilidades al momento de definir la relación esfuerzo deformación: la primera en caso de mantener la orientación del eje de fisura (fixed crack), y la otra que requiere una actualización de esta conforme se vayan produciendo incrementos de carga (rotating crack).

3.5.2.2.2. Ventaja sobre fisuras discretas

A pesar de que el comportamiento más próximo al real de un elemento fisurado se simularía generando una discontinuidad en el elemento, resulta complicado definir un mallado que atienda a cada una de las interrupciones generadas por cada una de las posibles grietas, sin contar con el hecho de que debería actualizarse constantemente. Esto hace que surja el concepto de fisura distribuida.

Otro de los problemas asociados al método implica un cambio en la conectividad nodal, fenómeno que se generaría en ciclos de carga, algo que va en contra de la mecánica planteada habitualmente al usar el análisis por el método de elementos finitos. (Rots et al., 1989)

3.5.2.2.3. Tipos de fisura

El método tiene planteadas dos posibilidades como ya se ha indicado anteriormente, que dependen únicamente de la manera en que se define el eje sobre el cual se calcularán las tensiones que coincide con la orientación definida de las fisuras:

Fixed crack: El eje de las fisuras queda definido de manera permanente una vez se llega a formar por primera ocasión, se hallarán diferencias entre eje de fisura y direcciones principales.

Rotating Crack: Las tensiones deberán de evaluarse en un sistema que va cambiando. Coinciden para cada incremento las coordenadas de los ejes de referencia con los de las tensiones principales.

La orientación de la fisura se actualiza de manera constante. Se cumple con ciertas condiciones.(Rots et al., 1989):

- Se borra el registro de grietas anteriores en cuanto se activa una nueva de manera que solo una grieta puede estar activa para el paso de carga considerado.
- Se mantiene un registro de daño, o imperfecciones considerando los estados anteriores, lo cual hace que efectivamente cada grieta anterior afecte a las posibles fisuras que puedan generarse en estados de grieta sucesivos, pues la continuidad del material se ve afectada.

El procedimiento para cada incremento de carga sigue la siguiente mecánica:

En cada paso se actualizan las deformaciones, con el sistema de referencia global

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{xyz} = {}^t\varepsilon_{xyz} + {}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (3.22)$$

El cual luego se transforma al sistema de coordenadas definido por la fisura nst usando una matriz de transformación \mathbf{T} . La cual para el caso de fisura rotacional será función del vector de deformación actual.

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst} = \mathbf{T} \cdot {}^{t+\Delta t}_{i+1}\Delta\varepsilon_{xyz} \quad (3.23)$$

Es aquí donde aparece la diferencia entre el sistema de fisura rotante y fija, para el caso fijo, la matriz de transformación es una sola, definida por el primer estado de fisura

Con las deformaciones en la orientación rotada, se procede a calcular las tensiones correspondientes, que luego se llevan al sistema global aplicando nuevamente la matriz de transformación \mathbf{T} :

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} = \sigma({}^{t+\Delta t}_{i+1}\varepsilon_{nst}) \quad (3.24)$$

$${}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{xyz} = \mathbf{T}^T \cdot {}^{t+\Delta t}_{i+1}\sigma_{nst} \quad (3.25)$$

Proceso de carga y descarga

Debido al daño inherente a procesos cíclicos que incurren en rango no lineal, se hace necesaria la implementación de una variable que permita llevar control del daño. En el marco del programa se hace utilizando seis variables de daño α_k , que almacenan la deformación máxima y mínima (positiva y negativa). Estas variables no pueden reducirse, es decir no existe recuperación del daño. Bajo esta circunstancia la tensión transmitida se expresa como:

$$\sigma_j = f_j(\alpha, \varepsilon_{nst}) \cdot g_j(\alpha, \varepsilon_{nst}) \quad (3.26)$$

Donde f_i corresponde a la función uniaxial esfuerzo-deformación definida para tracción o compresión (tema desarrollado a continuación) y g_j que viene a representar la reducción relacionada con procesos de carga y descarga:

$$g_j = \begin{cases} 1 - \frac{\alpha_j - \varepsilon_j}{\alpha_j} & \text{Para } \varepsilon_j > 0 \\ 1 - \frac{\alpha_{j+nstr} - \varepsilon_j}{\alpha_{j+nstr}} & \text{Para } \varepsilon_j < 0 \end{cases} \quad (3.27)$$

Matriz de rigidez

La definición de la matriz de rigidez es de vital importancia, ya que el material está orientado para problemas no lineales, con esquemas de solución iterativa por incrementos. A continuación, se plantean las bases de los conceptos tangente y secante.

Matriz tangente

La matriz tangente en su forma más general está compuesta por cuatro series de submatrices:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \mathbf{D}_{nn} & \mathbf{D}_{n\theta} \\ \mathbf{D}_{\theta n} & \mathbf{D}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

En la cual \mathbf{D}_{nn} es la submatriz de componentes normales a la fisura, $\mathbf{D}_{\theta\theta}$ es la matriz de componentes de cortante a la fisura, y $\mathbf{D}_{\theta n}$, $\mathbf{D}_{n\theta}$ son los acoplamientos entre deformaciones normales y de cortante.



La matriz de componentes normales resulta ser asimétrica debido a al efecto de deformaciones laterales.

$$D_{nn} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \epsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \epsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{tt}} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

Para el sistema de fisuras de orientación fijo los elementos de acoplamiento tienen el siguiente valor:

$$D_{\theta n} = [0] \quad (3.30)$$

$$D_{\theta n} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \epsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \epsilon_{tt}} \\ \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{ss}} & \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \epsilon_{tt}} \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

$$D_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \gamma_{ns}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial \sigma_{st}}{\partial \gamma_{st}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial \sigma_{tn}}{\partial \gamma_{tn}} \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

Para el análisis bajo fisura rotante se tiene en cambio que los acoplamientos son igual a cero, la matriz de deformaciones tangentes se tiene como:

$$D_{\theta\theta} = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\epsilon_1 - \epsilon_2)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2(\epsilon_2 - \epsilon_3)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2(\epsilon_3 - \epsilon_1)} \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

La derivación de la matriz de rigidez en la dirección nst, puede hacerse a partir de la derivación de la ecuación 3.28 respecto a las deformaciones unitarias en la misma:

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \epsilon_{nst}} = g_i(\alpha, \epsilon_{nst}) \left\{ \frac{\partial \alpha^T}{\partial \epsilon_{nst}} \frac{\partial f_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial f_i}{\partial \epsilon_{nst}} \right\} + f_i(\alpha, \epsilon_{nst}) \left\{ \frac{\partial \alpha^T}{\partial \epsilon_{nst}} \frac{\partial g_i}{\partial \alpha} + \frac{\partial g_i}{\partial \epsilon_{nst}} \right\} \quad (3.34)$$

La cual tras desarrollarse se plantea como:

$$\frac{\partial \sigma_i}{\partial \varepsilon_{nst}} = \begin{cases} \overline{E}_i & \text{en descarga, } r_i = 1; \quad g_i \leq 1 \\ \frac{\partial f_i}{\partial \alpha} & \text{en carga, } r_i = 0; \quad g_i = 1 \end{cases} \quad (3.35)$$

Matriz secante

Coincide con el de una matriz de rigidez de material ortótropo con coeficiente de Poisson igual a cero en todas las direcciones.

$$D_{SECANTE} = \begin{bmatrix} \overline{E}_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \overline{E}_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \overline{E}_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{23} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \overline{G}_{31} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

La selección del modelo *Rotating crack*, se hizo considerando la sobreestimación de rigidez proporcionada por la simulación usando elementos con *fixed crack* que ha sido observada por varios autores.(Deaton, 2013; Rots, 1988).

3.5.2.2.4. Curvas de comportamiento material

Para simular el comportamiento del hormigón en compresión y tracción es necesario definir o seleccionar cual será la curva de carga que se utilizará para cada uno de estos. DIANA cuenta con una extensa selección de posibilidades, cada una con sus particularidades y ventajas. Para el análisis se han usado las documentadas a continuación, debido a una mayor capacidad para definir las propiedades de los materiales y tomando en consideración las recomendaciones presentadas por *Guideliness for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*.(Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, 2017).

3.5.2.2.5. Compresión: Curva parabólica

La curva que define el comportamiento a compresión de hormigón está basada en la energía de fractura, tiene una forma tal como la mostrada en la figura 3.14 y para definirla basta con indicar tres valores: Resistencia a compresión, energía de fractura y valor para resistencia pico. La respuesta de este modelo está bien documentada por su Feenstra. (Feenstra, 1993).

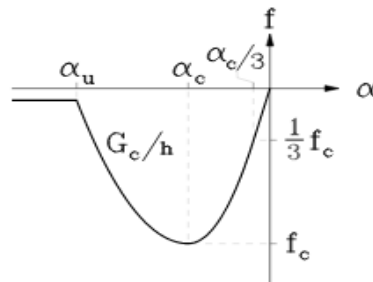


Imagen 3.14: Curva de comportamiento a compresión parabólico (DIANA, 2017)



Respecto a este modelo cabe mencionar el hecho de permitir definir un valor para la energía de fractura, controlando de manera más directa el comportamiento del hormigón.

3.5.2.2.5.1. Energía de fractura en compresión

Varias investigaciones han abordado el tema de su valor sin que se sea concluyente, puesto que ésta al depender de particularidades relacionadas con el ensayo resulta difícil de definir y sus valores muestran mucha dispersión al compararse con los medidos.

Algunas de las propuestas en cuanto al valor de ésta son:

- CEP-FIB Model Code 2010:

$$G_{cf} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ctm}} \right)^2 G_f \quad (3.37)$$

- Nakamura and Higai:

$$G_{cf} = 250 G_f \quad (3.38)$$

- Remmel:

$$G_{cf} = 0.065 \ln \left(1 + \frac{f'_c}{10} \right) \quad (3.39)$$

- El manual de usuario de DIANA establece que el valor de la energía de deformación a compresión debe ser:

$$G_{cf} = 25 G_f \quad (3.40)$$

$$G_{cf} = 100 G_f \quad (3.41)$$

Limitándose a valores de entre 10 a 25 N/mm³

3.5.2.2.5.2. Confinamiento

Se puede introducir el efecto del confinamiento el cual se modela mediante un incremento isotrópico del esfuerzo con una curva definida por Hsieh-Ting-chen (DIANA, 2017), de la forma:

$$f = 2.0108 \frac{J_2}{1} + .9714 \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9.1412 \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0.2312 \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0 \quad (3.42)$$

Donde:

I_1, J_2 : Invariantes relacionados al estado tensional de la sección o elemento

f_{cc} : Tensión de falla en estado multiaxial

f_{c1} : Tensión máxima en el hormigón

3.5.2.2.5.3. Reducción debido a fisuramiento lateral

La capacidad a compresión puede verse reducida por la presencia de fisuras perpendiculares a la dirección de la carga, de manera que la capacidad del hormigón se vuelve función de variables internas que representan el daño lateral, indicados como:

$$\beta_{\varepsilon_{cr}} = \beta_{\varepsilon_{cr}}(\alpha_{lat}) \quad (3.43)$$

$$\beta_{\sigma_{cr}} = \beta_{\sigma_{cr}}(\alpha_{lat}) \quad (3.44)$$

Que son funciones del daño lateral total, que se obtiene como:

$$\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{l,1}^2 + \alpha_{l,2}^2} \quad (3.45)$$

La relación usada para determinar la variable interna de daño lateral corresponde al modelo planteado por Vecchio & Collins.

$$\beta_{\sigma_{cr}} = \frac{1}{0.85 - 0.25 \frac{\alpha}{\alpha_{lat}}} \leq 1 \quad (3.46)$$

El otro factor, $\beta_{\varepsilon_{cr}}$ se toma igual a 1.

Aplicando los coeficientes de reducción de capacidad se tendría las siguientes relaciones para el valor máximo de compresión y la deformación asociada al mismo:

$$f_p = \beta_{\sigma_{cr}} f_{cf} \quad (3.47)$$

$$\alpha_p = \beta_{\varepsilon_{cr}} \varepsilon_p \quad (3.48)$$

3.5.2.2.6. Tracción: Curva exponencial

La curva de tracción que representará el proceso de carga del material será la mostrada en la figura 3.15, correspondiendo a una forma exponencial.

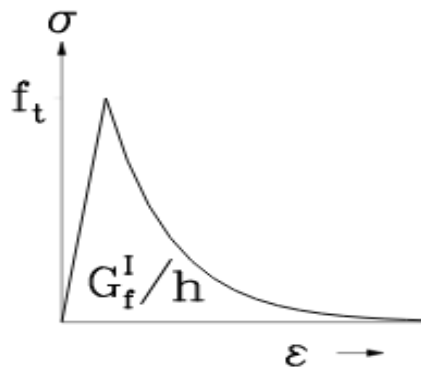


Imagen 3.15: Curva de comportamiento a tracción exponencial (DIANA, 2017)

3.5.2.2.6.1. Resistencia a tracción

La resistencia a tracción del hormigón puede obtenerse a partir de la resistencia a compresión, aun así, existen varios ensayos que permiten determinar su resistencia experimentalmente, aunque no es frecuente efectuarlos debido a la correlación indicada.



CEP-FIB model

Para hormigones de resistencia característica menor o igual a 50 N/mm²

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} \quad (3.49)$$

Para hormigones de resistencia característica mayor a 50 N/mm²

$$f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + 0.1(f_{ck} + \Delta f)) \quad (3.50)$$

3.5.2.2.6.2. Energía de fractura

Definida como la energía requerida para propagar una fisura a tracción en un área unitaria.

CEP-FIB model code 2010:

$$G_f = 73f_{cm}^{0.18} \quad (3.51)$$

3.5.2.2.6.3. Especificación de ancho de banda de fractura

El ancho de banda depende siguiendo la formulación planteada por Rots (Rots et al., 1989) del tamaño y forma de interpolación usada en el elemento finito, para elementos sólidos se tiene la relación:

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (3.52)$$

Se puede definir al ancho de banda como la dimensión “h” sobre la cual se distribuye una fisura. Debe liberarse energía en este ancho para obtener resultados objetivos que se relacionen con el mallado seleccionado. El efecto del tamaño del elemento analizado puede ser un factor determinante que modifica la resistencia a corte. (Bažant et al., 1983)

3.5.2.2.6.4. Reducción del radio de Poisson

El efecto de Poisson se toma en cuenta mediante el concepto de deformación uniaxial equivalente. Aplicando una deformación preliminar mediante una carga adicional externa.

Para el rango lineal elástico se tendría:

$$\sigma_{nst} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \varepsilon_{nst} \quad (3.53)$$

Que se reduce a una forma modificada de la expresión, de tal forma que las tensiones producidas por las deformaciones calculadas en el eje de rotación asociado a la fisura (sea fija o rotante), establecida como:

$$\sigma_{nst} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \check{\varepsilon}_{nst} \quad (3.54)$$

En la que el valor $\check{\varepsilon}_{nst}$, corresponde al valor de las deformaciones habitual afectado por una matriz que incluye el efecto Poisson.

3.5.3. Acero de refuerzo

En cuanto al acero de refuerzo se separó en tres diferentes materiales, buscando simplificar el análisis de aquellos elementos ubicados fuera de zonas de plastificación o no afectadas por deslizamiento del refuerzo.

3.5.3.1. Acero en régimen lineal

El acero de estribos ubicado fuera del núcleo no estará sometido a solicitaciones excesivas por lo que no llegan a superar el límite de elasticidad y se plantea como un refuerzo embebido con material lineal.

3.5.3.2. Acero con comportamiento no lineal - Von Mises

El acero de estribos, no asume deslizamiento debido al reducido movimiento relativo que se generaría en su periferia, aun así, puede llegar a superar el límite de elasticidad del material y plastificar. Se tomará en este caso el elemento embebido, pero usando un material que incluya el efecto de plasticidad.

Para este tipo de materiales deben de definir tres parámetros, que definirán la curva del material que se seguirá a lo largo de cualquier solicitación:

- Descomposición de la deformación
- Variable de endurecimiento y regla de flujo
- Función de fluencia/plastificación

El modelo del acero no lineal usando el criterio de plasticidad de Von Mises el cual plantea una forma suavizada de la superficie de falla planteada por el criterio de Tresca, un cilindro que engloba los valores definidos por Tresca como se ve en la figura 3.16.

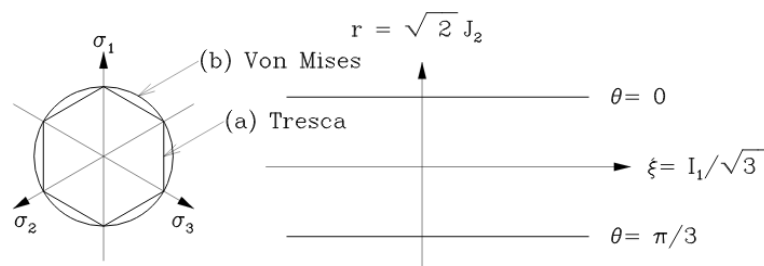


Imagen 3.16: Criterio de plastificación de Tresca y Von Mises (DIANA, 2017)

La regla de plastificación impuesta por este criterio puede definirse de la siguiente manera:

$$f(\sigma, \eta, k) = \sqrt{3 J_2} - \bar{\sigma}(k) = \sqrt{\frac{1}{2} (\sigma - \eta)^T \mathbf{P} (\sigma - \eta)} - \bar{\sigma}(k) \quad (3.55)$$

Donde:

$\bar{\sigma}(k)$: Es la tensión uniaxial de fluencia, como función de la variable de estado k .

η : Es el esfuerzo base, capaz de desplazarse en caso de definirse endurecimiento cinemático.

\mathbf{P} : Matriz de proyección.



3.5.3.3. Acero con deslizamiento – Bondslip

El acero de refuerzo longitudinal de vigas y columnas, junto con la posibilidad de incurrir en el rango no lineal debido a la magnitud de cargas que soportará, debe contar con el efecto del deslizamiento, debido a la pérdida de continuidad entre el vínculo hormigón-acero esperada por la acentuada carga cíclica a la que se verán sometidas los ensayos durante la simulación.

Por esta razón usará el elemento definido en la sección anterior como refuerzo con deslizamiento y plasticidad. En cuanto a la curva del material de plastificación, una de las mejores opciones serían el modelo de Dodd-Restrepo o Menegotto-Pinto, (Puesto que incluyen efectos asociados con la carga cíclica de elementos barra tales como el efecto Bauschinger) sin embargo la versión disponible con la que se desarrolló el análisis imposibilita la combinación del deslizamiento estas curvas de material.

Para la relación de deslizamiento DIANA ofrece una variedad de curvas disponibles este efecto, se ha tomado la considerada en el margen de CEP-FIB.(CEB, 2013), sin embargo, uno de los problemas observados es la inexistencia de alguna que incluya un decremento en la rigidez máxima debido a la aplicación de carga cíclica, pues si bien se presenta la ecuación definida por el CEP-FIB Model Code, no se tiene implementada aún una variación incluyendo este parámetro.

Ésta define algunas variables para definir la forma de la curva de deslizamiento del material. En primer lugar, el tipo de falla pudiendo ser por arrancamiento (pullout) o fractura (splitting), la condición restante es la condición del vínculo en la interfaz acero – hormigón y el confinamiento existente.

Con estas condiciones, se tiene la siguiente tabla que indica seis diferentes tipos de curva, cada una asociada a una combinación de los factores indicados y con sus propios parámetros definidos en cada caso. La siguiente tabla contiene el resumen de dichos coeficientes.

	1	2	3	4	5	6
	Pull-out (PO)		Splitting (SP)			
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$			
	Good bond cond.	All other bond cond.	Good bond cond.		All other bond cond.	
			Unconfined	Stirrups	Unconfined	Stirrups
τ_{bmax}	$2.5\sqrt{f_{cm}}$	$1.25\sqrt{f_{cm}}$	$2.5\sqrt{f_{cm}}$	$2.5\sqrt{f_{cm}}$	$1.25\sqrt{f_{cm}}$	$1.25\sqrt{f_{cm}}$
$\tau_{bu,split}$	—	—	$7.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$8.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$	$5.5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$
s_1	1.0 mm	1.8 mm	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$	$s(\tau_{bu,split})$
s_2	2.0 mm	3.6 mm	s_1	s_1	s_1	s_1
s_3	$c_{clear}^{1)}$	$c_{clear}^{1)}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}^{1)}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}^{1)}$
a	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_{bf}	$0.40\tau_{max}$	$0.40\tau_{max}$	0	$0.4\tau_{bu,split}$	0	$0.4\tau_{bu,split}$

Tabla 3.1: Parámetros para definir curva de deslizamiento (CEP-FIB, 2010)

En base a los parámetros definidos en tabla se construyen las gráficas de comportamiento usando las siguientes ecuaciones, que representan la variación de la rigidez tangente para diferentes niveles de carga y tipos de falla.

Para $0 \leq s \leq s_1$

$$\tau_b = \tau_{bmax} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (3.56)$$

Para $s_1 \leq s \leq s_2$

$$\tau_b = \tau_{bmax} \quad (3.57)$$

Para $s_2 \leq s \leq s_3$

$$\tau_b = \tau_{bmax} - \frac{(\tau_{bmax} - \tau_{bf})(s - s_2)}{(s_3 - s_2)} \quad (3.58)$$

Para: $s_3 < s$

$$\tau_b = \tau_{bf} \quad (3.59)$$

La aplicación de las ecuaciones indicadas, dependiendo del tipo de falla generada y el nivel de confinamiento producen figuras como la representada en la imagen 3.17

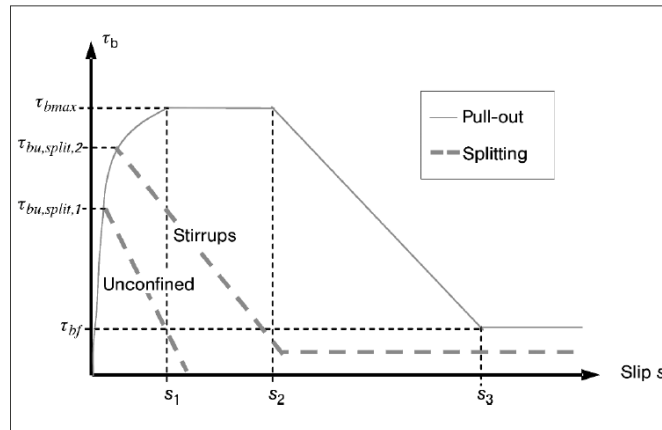


Imagen 3.17: Relación esfuerzo deslizamiento para diferentes condiciones del refuerzo (CEP-FIB, 2013)



4. Descripción campañas experimentales simuladas

4.1. Meas, Li, Pham (2014)

4.1.1. Antecedentes

El experimento consistía de 3 tipos diferentes de probetas denominadas LS, VR3 y VR4 correspondientes a nudos internos construidas a escala real y ensayadas bajo carga cíclica.

El interés de la investigación tenía como objetivos, el primero verificar la capacidad a cortante desarrollada al aplicar diferentes tipos de carga cíclica y determinar el efecto sobre el incremento en resistencia al usar refuerzos longitudinales distribuidos verticalmente sobre el nudo. (Meas et al., 2014)

4.1.2. Carga

Los ensayos se realizaron tras la aplicación de una carga axial, con una magnitud de 0.15 para el nudo LS y 0.30 de $f_c' \cdot A_g$ para VR3 y VR4.

El historial de carga correspondía a una secuencia compuesta por pasos de tres ciclos usando incrementos de 0.25% de la deriva de piso para valores de 0.25% a 1.0%, incrementos de 0.5% de 1.0% a 2.0% para finalizar con incrementos de 1.0% hasta terminar el ensayo; tal como se muestra en la figura 4.1. Esta secuencia se usó en las muestras LS, VR3 y VR4.

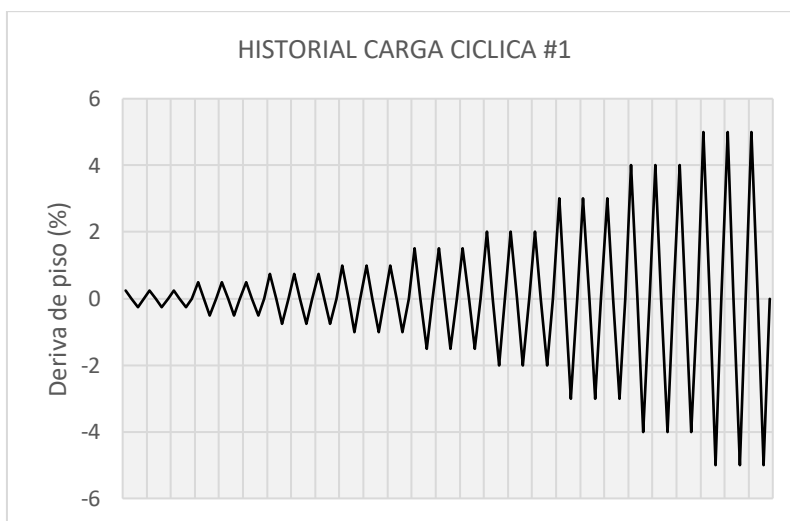


Imagen 4.1: Registro de carga ensayos LS, VR3 y VR4

4.1.3. Probetas y materiales

Los detalles de éstas se muestran en las imágenes 4.2 y 4.3.

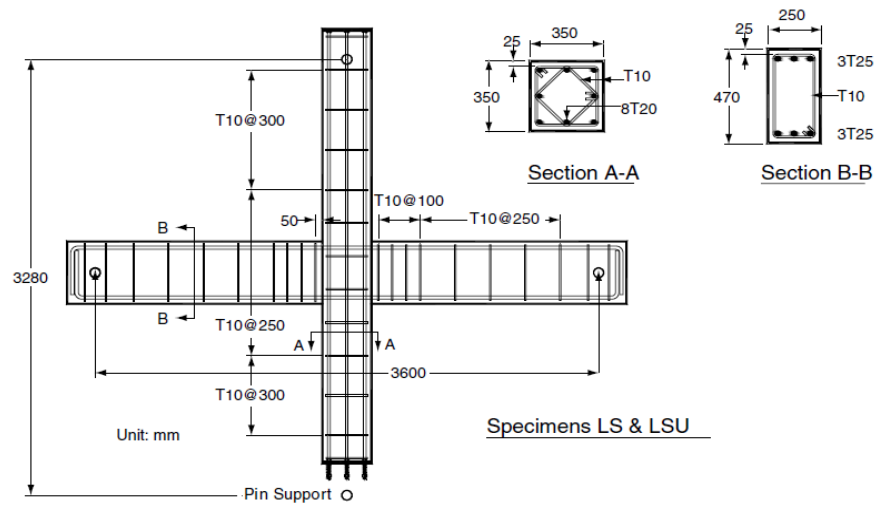


Imagen 4.2: Ensamblaje nudo LS (Meas et al., 2014)

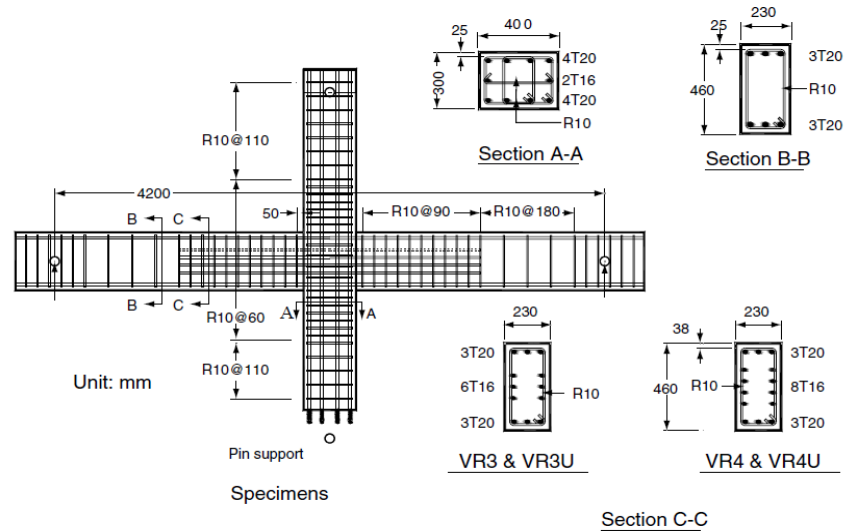


Imagen 4.3: Ensamblaje nudo VR3 y VR4 (Meas et al., 2014)

En cuanto al material usado en las probetas el autor reportó los siguientes resultados:

Especimen	PROPIEDADES MATERIAL				
	Concreto	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	fc'	fy	fu	fy	fu
	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
LS	43,0	520,0	640,0	520,0	640,0
VR3	35,0	490,0	590,0	370,0	500,0
VR4	35,0	490,0	590,0	370,0	500,0

Tabla 4.1: Propiedades materiales Meas et al.



4.1.4. Equipo

Para la aplicación de la carga se utilizó un desplazamiento impuesto aplicado en el extremo superior de la columna como indica la figura 4.4.

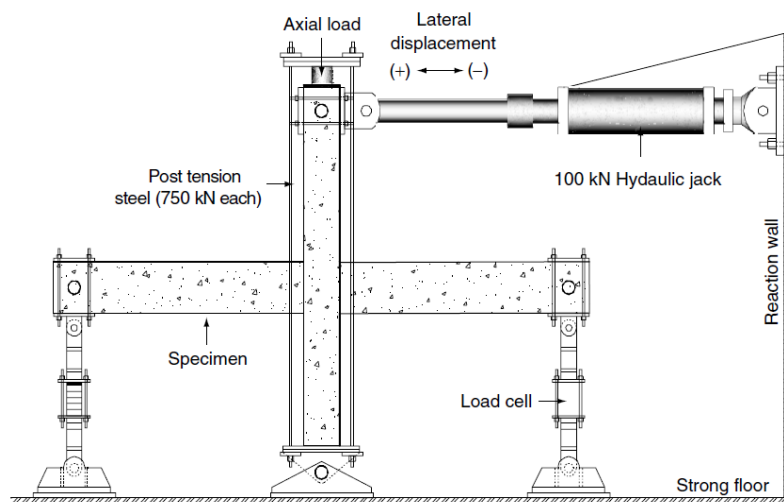


Imagen 4.4: Ensamblaje ensayo (Meas et al., 2014)

4.2. Pantelides, Clyde, Reaveley (2002)

4.2.1. Antecedentes

Se construyeron en total 4 probetas, agrupadas por propiedades similares en dos tipologías, que se denominarán Test#2 y Test#4 analizadas bajo carga cíclica y cuya intención era identificar el efecto de la carga axial sobre la capacidad a cortante, así como evaluar el efecto de este sobre el desempeño generado a nivel de control de daño. (Pantelides et al., 2002)

Con el fin de favorecer la aparición de una falla a cortante se eliminó la presencia de estribos en la conexión viga columna.

4.2.2. Carga

Las probetas ensayadas se sometieron a la aplicación de un axil antes de la aplicación de la carga cíclica con un valor normalizado respecto al área y resistencia a la compresión ($f'_c \cdot A_g$) de 0.10 para Test#2 y 0.25 para Test#4.

El historial de carga estuvo compuesto por dos etapas diferenciadas, la primera controlada mediante incrementos de fuerza, usando pasos de tres ciclos con incrementos sucesivos de 5 kips (4.44kN). Este patrón se mantenía hasta alcanzar la plastificación del refuerzo momento en que empezaba la segunda etapa del historial de carga. En ésta se repetía el mismo patrón de 3 ciclos por paso para luego dar un incremento, pero usando una fracción de la deformación impuesta. Debido a las propiedades de cada nudo ensayado se tuvieron diferentes historiales de carga.

TEST #2

Para el ensayo sometido a un 10% de la capacidad a compresión, se efectuaron 4 ciclos bajo carga impuesta, hasta producir plastificación del refuerzo con una carga de 20.9kips (92.96kN)

y una deformación total de 0.31in (7.87mm). A partir de este valor se usó un desplazamiento controlado, tal como indica la figura 4.6, con un incremento de 0.60 de la deformación de plastificación en cada paso.

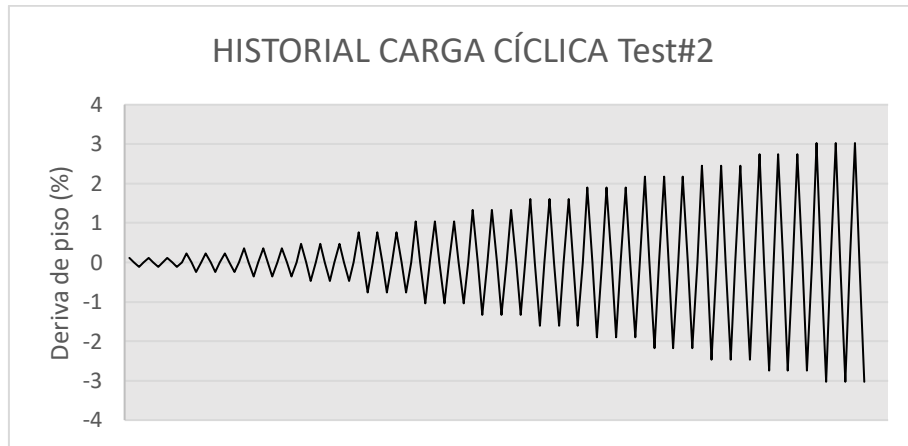


Imagen 4.5: Registro de carga Test#2

TEST #4

Para el ensayo bajo 25% de la capacidad a compresión se realizaron 9 ciclos con carga impuesta, para terminar con una carga de 50.7kips (225kN) y desplazamiento de 0.45in (11.43mm) al momento de encontrar plastificación en el acero de refuerzo. A partir de allí se usó desplazamiento controlado, usando un 0.60 de la deformación de plastificación a modo de incremento. La figura 4.6 muestra el historial completo de carga.

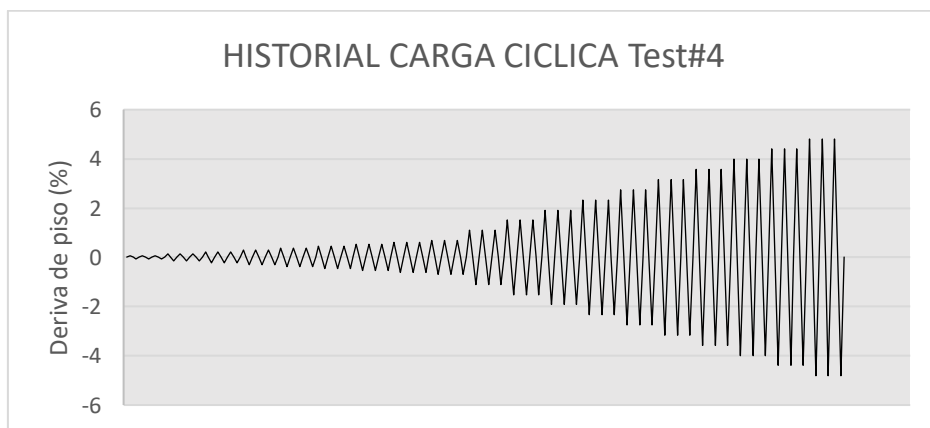


Imagen 4.6: Registro de carga Test#4

4.2.3. Probetas y materiales

Las probetas mencionadas anteriormente Test#2 y Test#4 contaban con el mismo esquema de acero de refuerzo en todos los ensayos, y su configuración fue la siguiente:

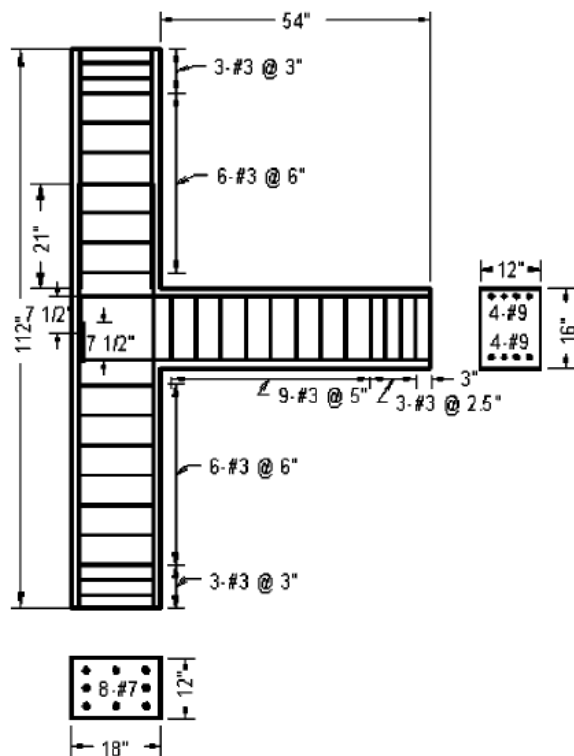


Imagen 4.7: Armado probeta (Pantelides et al, 2003)

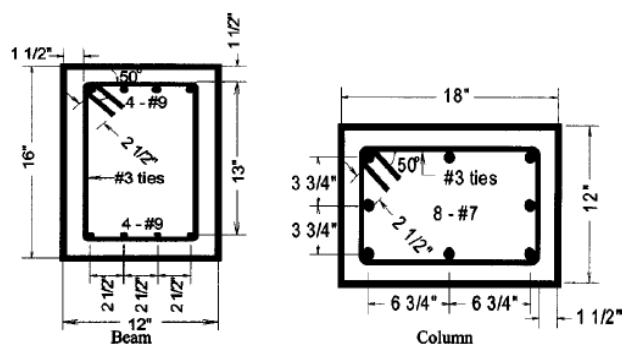


Imagen 4.8: Sección viga/columna (Pantelides et al, 2003)

Los materiales usados según el autor en estos ensayos fueron:

CONCRETO		
Especimen	fc'	
	psi	N/mm2
TEST#2	6700	46,2
TEST#4	5940	41,0

Tabla 4.2: Propiedades del hormigón ensayo Pantelides et al.

En cuanto a las propiedades del acero de refuerzo, se tienen los siguientes valores:

ACERO DE REFUERZO					
Tipo de refuerzo	Tamaño de barra	Fu		Fy	
		ksi	N/mm2	ksi	N/mm2
Acero longitudinal en vigas	9	108,2	746,0	65,9	454,4
Acero longitudinal en columnas	7	107,6	741,9	68,1	469,5
Estribos	3	94,9	654,3	62,0	427,5

Tabla 4.3: Propiedades acero de refuerzo ensayo Pantelides et al.

4.2.4. Equipo

Para la realización del ensayo se utilizó un actuador de carga dispuesto tal como presenta la imagen 4.9, el cual ejercería el desplazamiento controlado con el historial indicado anteriormente.

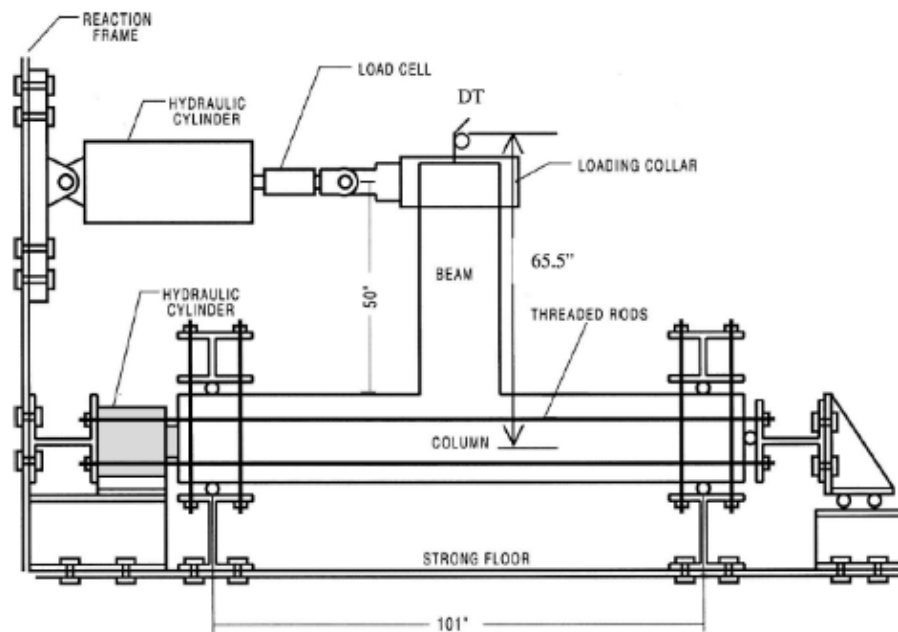


Imagen 4.9: Ensamblaje ensayo (Pantelides et al, 2003)



5. Modelación y resultados obtenidos

Para la realización de todas las simulaciones presentadas se ha usado el programa de análisis de elementos finitos de propósito general DIANA FEA.

5.1. Material y parámetros usados

5.1.1. Materiales

La selección de los parámetros obedeció a los resultados de investigaciones previas que permitían esclarecer criterios en cuanto al efecto de un material u otro sobre simulaciones previas (Deaton, 2013; Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, 2017) y en concordancia con ensayos realizados de manera preliminar a la ejecución de los modelos presentados en el capítulo actual a modo de calibración del método.

Concreto	
Material	Total strain Based Crack
Compresión	
Curva	Parabólica
Energía de fractura	Criterio DIANA FEA
Tracción	
Curva	Exponencial
Resistencia	Model Code CEB-FIP
Energía de fractura	Model Code CEB-FIP
Acero	
Material no lineal	Von Mises
Tipo endurecimiento	Cinemático/Isotrópico
Material con deslizamiento	Model Code CEB-FIP

Tabla 5.1: Resumen materiales

5.1.2. Análisis no lineal

Para la realización del análisis no lineal se plantearon los siguientes parámetros, repetidos en todos los modelos. La selección del método secante se efectuó con el fin de facilitar la convergencia de resultados. Durante varios análisis se obtenían divergencias al usar el método de Newton regular, limitando el análisis a pasos mucho menores a los requeridos. En cuanto a la norma usada para tolerancias, el valor de 0.005 mostró un margen adecuado de precisión al no extender excesivamente el tiempo requerido para efectuar cada incremento.

Principales:

Solver: Quasi-Newton Raphson

Type: Broyden

Tipo de convergencia:

Desplazamiento: Tolerancia 0.005

Fuerza: Tolerancia 0.005

Parámetros adicionales: Line search

5.2. Simulación Meas, Li, Pham (2014)

5.2.1. Modelación

Con base en las propiedades mecánicas definidas experimentalmente se efectuaron cuatro simulaciones tal como se indica en la tabla 5.2.

Tipo Modelo	Nombre	Tipo de acero de refuerzo	Barras de refuerzo long. en nudo
LS	LSB	Beam	0
VR	VR3B	Beam	6
	VR3T	Truss	6
	VR4B	Beam	8

Tabla 5.2: Resumen Modelos efectuados, Meas.

Se plantean dos tipos diferentes de modelos LS y VR, debido a que contienen diferencias marcadas en el tamaño de los elementos y del refuerzo que cada una de estas incluye, tal como se mostró en el capítulo 4. Para simular el ensayo VR3 se plantearon dos posibilidades VR3B y VR3T cuya diferencia entre si era el tipo de formulación usada para el refuerzo longitudinal tal como se indica en la tabla 5.2. En el caso de VR4B la diferencia obedece a la cantidad de varillas dispuestas sobre la cara del nudo.

Las aclaraciones presentadas en las secciones siguientes se harán para los tipos LS y VR, mostrando aclaraciones adicionales en aquellos casos que resulten pertinentes.

5.2.2. Condiciones de contorno

5.2.2.1. Soportes

Para evitar concentraciones de esfuerzos se crearon elementos rígidos en los apoyos y puntos de aplicación de cargas. La ubicación de estos elementos puede verse en la figura 5.1.

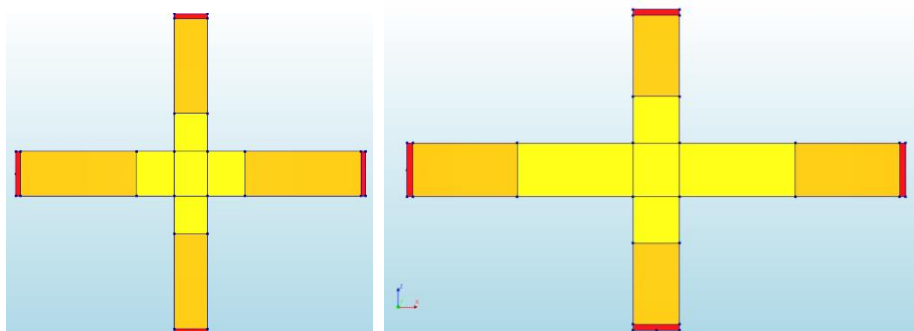


Imagen 5.1: Zonas de aplicación de materiales, en amarillo material no lineal, en rojo soportes y en naranja material lineal. Izq: LS, Der: VR



Los soportes planteados para los tipos LS y VR fueron tres:

El soporte inferior correspondiente a la base de la columna se representa en la figura 5.2. Sobre toda el área resaltada se han aplicado restricciones de desplazamiento en el plano sobre el cual se encuentra el pórtico (dirección x). La línea impone desplazamientos de valor cero en sentido vertical (dirección z). Finalmente se dispone de un punto central que limita los desplazamientos fuera del plano (dirección y).

Los soportes de vigas son dos como se muestra en la imagen 5.3. Sobre los extremos de vigas se aplicó una restricción al desplazamiento vertical sobre toda la cara del elemento, adicionalmente se colocó otra restricción en forma de punto, para movimientos en dirección Y, en un solo lado de la viga para evitar producir una estructura hiperestática que introduzca tensiones adicionales al análisis.

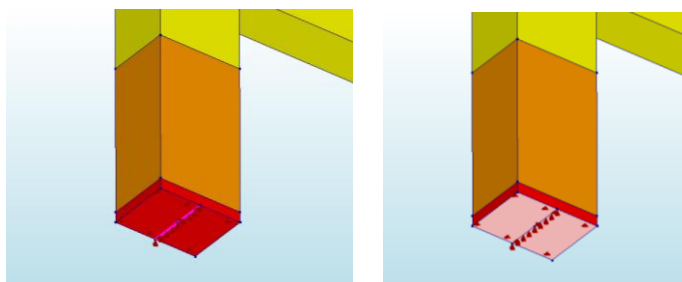


Imagen 5.2: condiciones de apoyo en columna. Izq: Restricción eje Z (Línea), Der: Restricción eje X (Área).

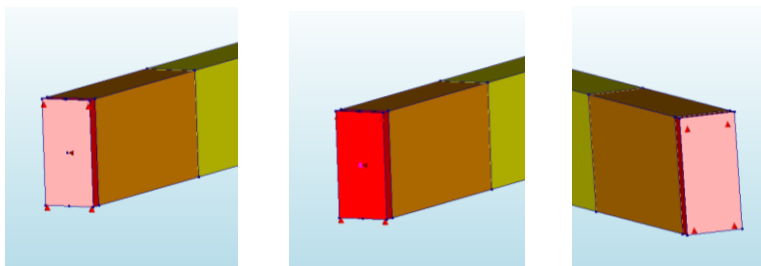


Imagen 5.3: Condiciones de apoyo en viga. Izq: Restricción eje Z (Área), Med: Restricción eje Y (Punto), Der: Restricción eje Z (Área).

5.2.2.2. Cargas

Para simular la aplicación de una carga de compresión sobre el pilar se usó una carga de compresión constante sobre el elemento de apoyo. El desplazamiento impuesto se colocó sobre uno de los bordes de la columna. Ambas condiciones pueden apreciarse en la imagen 5.4.

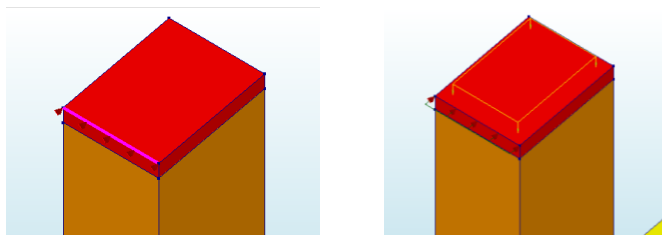


Imagen 5.4: Cargas aplicadas en columna. Izq: Desplazamiento impuesto eje X, Der: Axil de compresión en dirección -Z.

La aplicación de la carga se hizo de tal manera que se pudiesen obtener resultados que pudieran representar de forma adecuada la variación de rigidez a lo largo de cada paso y comparar objetivamente con los resultados experimentales presentados por los investigadores. Con esta finalidad se limitó el tamaño de los pasos a una fracción de la deformación inicial.

5.2.2.3. Materiales usados

Tal como se mencionó en la sección de materiales se efectuó una división en el uso del material hormigón con comportamiento lineal y no lineal. El motivo de efectuar la discretización responde a la necesidad de reducir la carga computacional y en consecuencia el tiempo requerido para realizar el análisis de materiales no lineales. Pervia a la separación se efectuaron comprobaciones que permitieron definir regiones que no superasen el límite elástico del hormigón, siendo estas las que se ubicaban a mayor distancia del nudo. En el caso de las zonas cercanas al nudo, para niveles de carga bajos, se alcanzaban tensiones elevadas que llevaban al material por encima del límite de su comportamiento elástico. En base a estas consideraciones se plantea la separación mostrada en la imagen 5.1, en la que se diferencia entre: Hormigón lineal, no lineal y apoyos.

5.2.2.4. División de elementos

Para el análisis del modelo se planteó un mallado de dos tamaños diferentes con el fin de obtener una mayor cantidad de puntos de integración que permitiesen resultados más precisos en la zona de mayor concentración de tensiones. En este caso la longitud de los elementos de la probeta permitió crear una división variable que no generase problemas con la ubicación de los elementos de refuerzo evitando que queden fuera de un elemento sólido.

La región del nudo y bloques adyacentes se mallaron usando un tamaño de 50mm. En cuanto a las zonas externas se tiene para vigas y sus soportes un tamaño de 87.5mm, en cuanto a las regiones exteriores de columna y vigas se han usado tamaños de 117.5mm, detalles de la distribución de malla se aprecia en las imágenes siguientes.

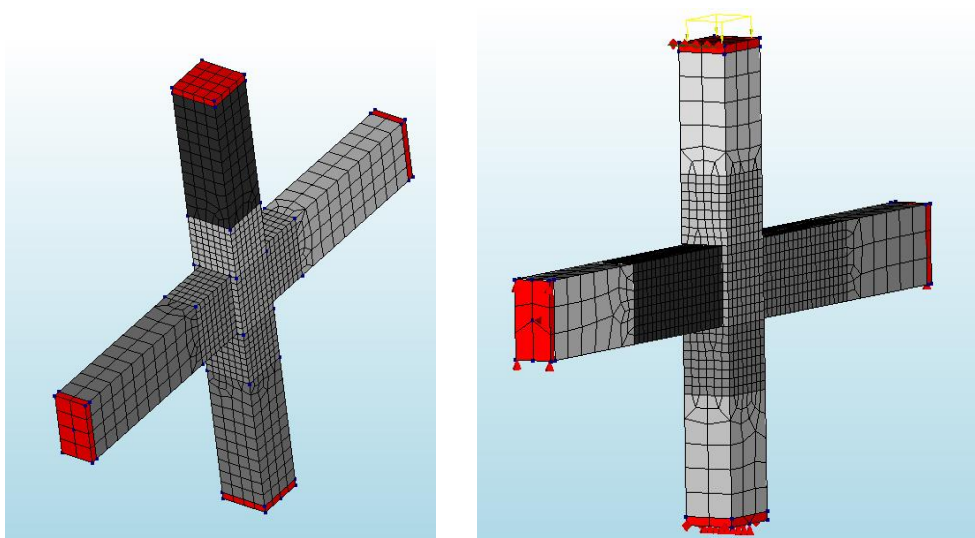


Imagen 5.5: Distribución de malla en modelo LS.

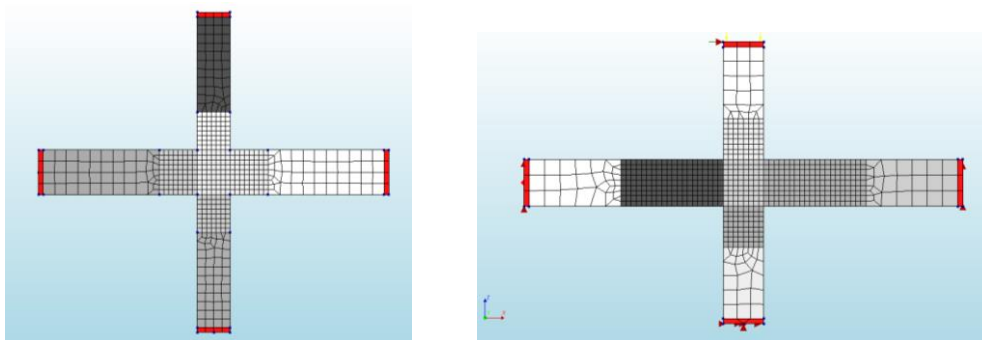


Imagen 5.6: Distribución de malla en modelos VR.

5.2.2.5. Acero de refuerzo

Cada varilla se representó por separado con el diámetro nominal correspondiente a cada elemento. Los recubrimientos y espaciamiento entre elementos se han planteado de manera similar a los datos presentados por el investigador.

Refuerzo longitudinal

Las imágenes 5.7 y 5.8 muestran la configuración global del refuerzo colocado en ambos especímenes (LS y VR). Todo el refuerzo longitudinal se ha planteado como acero con deslizamiento y comportamiento plástico de Von Mises.

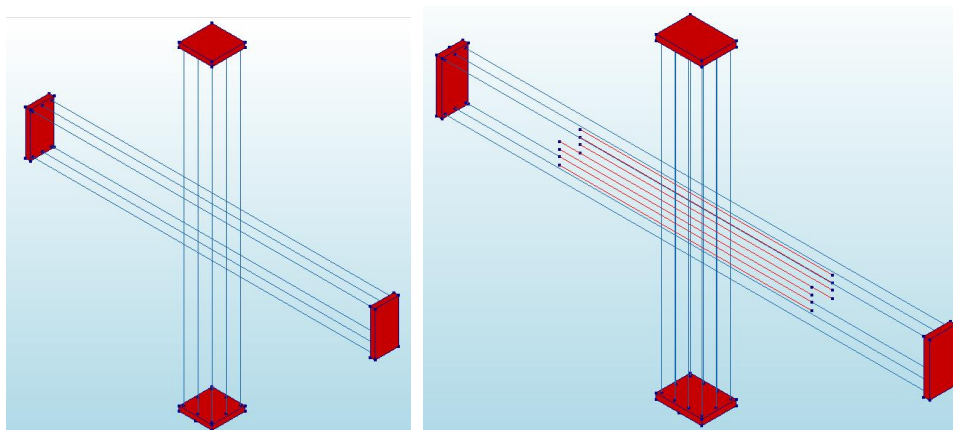


Imagen 5.7: Distribución de refuerzo longitudinal, modelos LS y VR. Izq: LR, Der: VR.

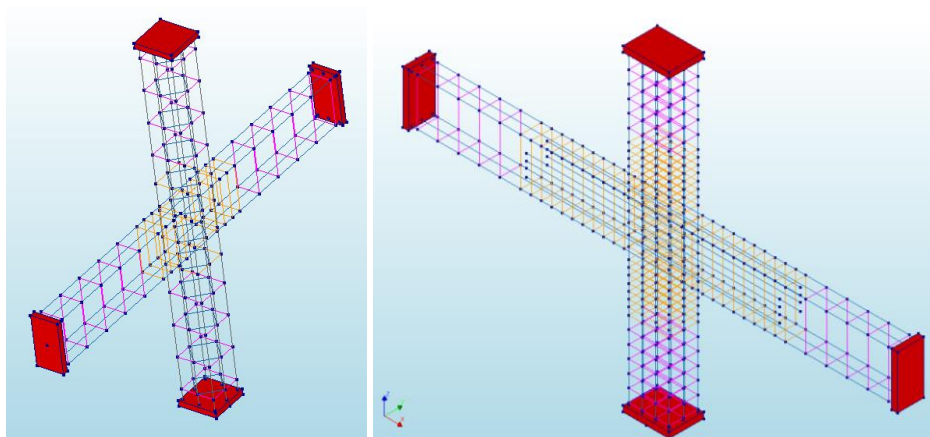


Imagen 5.8: Distribución de refuerzo total, modelos LS y VR. Izq: LR, Der: VR.

Debido a la particularidad de los ensayos que planteaban la inclusión de refuerzo vertical distribuido sobre la cara del nudo, se genera una diferencia entre los modelos VR3B, VR3T y VR4 puesto que se usaron 3 y 4 elementos verticales a cada lado del nudo respectivamente. La imagen 5.9 muestra esta diferencia.

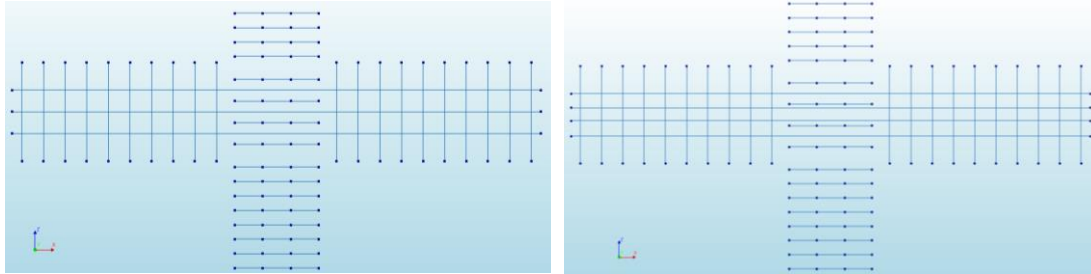


Imagen 5.9: Distribución de refuerzo adicional en nudos. Izq: VR3B y VR3T, Der: VR4B.

Refuerzo transversal

Se plantearon dos zonas que separan al tipo de material usado. Las regiones con acero con plastificación aquellas adyacentes al nudo y el resto al cual se asignó comportamiento lineal. La representación gráfica de esta división se puede ver en la imagen 5.10, en cuanto a la forma de los estribos de columna puede verse el arreglo de los mismos en la figura 5.11 en la que se respetó el arreglo indicado según registros del ensayo.

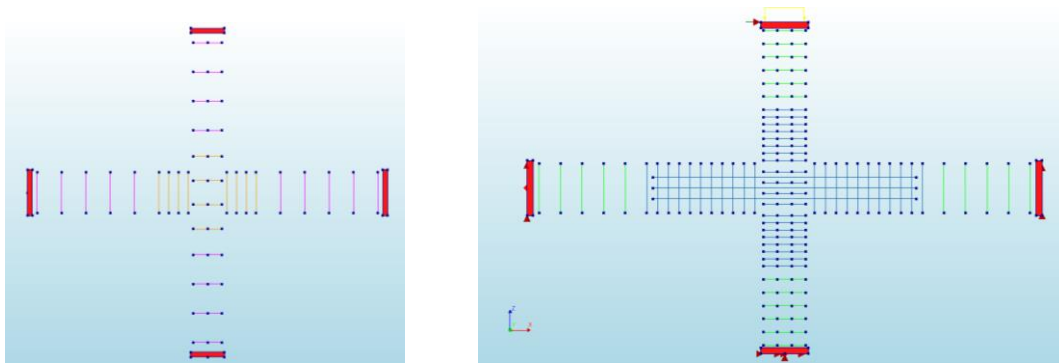


Imagen 5.10: Distribución refuerzo transversal. Izq: Modelo LS, Der: Modelo VR.

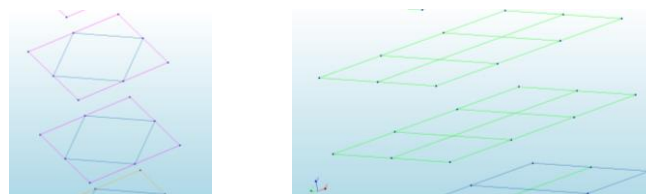


Imagen 5.11: Detalle estribos de columna, modelos LS y VR



5.2.2.6. Propiedades mecánicas

A continuación, se presenta un resumen de los materiales planteados para el análisis, los cuales difieren ligeramente para los tipos de modelo LS y VR.

CONCRETE			STEEL REINFORCEMENT		
Type	TSCR		Type	BondSlip	
E. Young	30819,0	N/mm2	E. Young	210000,0	N/mm2
Poisson	0,2				
Mass	0,0		Material	Von Mises	
<i>Compression</i>			Bondslip Type	Beam	
Curve	Parabolic		Yield Stress	520,0	N/mm2
Strength	43,0	N/mm2	Hardening	Strain Hardening	
Gc	14,4	N/mm	Hardening Type	Mixed Isotropic-Kinematic Hardening	
Residual compressive strength	N/A	N/mm2	Distribution	0,0	
Reduction due to lateral Cracking	Vecchio and Collins 1986		<i>Hardening Diagram</i>		
Confinement	Selby and Vecchio			ϵ_s	f_s
<i>Tension</i>			1	0,000	520,0
Curve	Exponential		2	0,994	640,0
Strength	3,7	N/mm2	<i>Bondslip Properties</i>		
Mode-I tensile fracture energy	0,1	N/mm	Bondslip Failure model	CEB-FIP	
Crack Bandwidth specification	Rots		Case	3,0	
Residual tensile strength	0,0014	N/mm2	D11	1550,0	N/mm3
			D22	155,0	N/mm3
Poisson Reduction	Damage Based		<i>Total Strain Based Crack Model</i>		
TSBCM	Rotating		Taumax	8,2	N/mm2
			TauF	3,3	N/mm2
			s0	0,8	mm
			s1	1,0	mm
			s2	3,0	mm
			s3	10,5	mm
			alpha	0,4	

Tabla 5.3: Materiales Modelo LSB.

CONCRETE			STEEL REINFORCEMENT		
Type	TSCR		Type	BondSlip	
E. young	27805,6	N/mm ²	E. young	210000,0	N/mm ²
Poisson	0,2				
Mass	0,0		Material	Von Mises	
<i>Compression</i>			Bondslip Type	Beam	
Curve	Parabolic		Yield Stress	490,0	N/mm ²
Strength	35,0	N/mm ²	Hardening	Strain Hardening	
Gc	13,8	N/mm	Hardening Type	Mixed Isotropic-Kinematic Hardening	
Residual compressive strength	N/A	N/mm ²	Distribution	0,0	
Reduction due to lateral Cracking	Vecchio and Collins 1986		<i>Hardening Diagram</i>		
Confinement	Selby and Vecchio			ϵ_s	f_s
<i>Tension</i>			1	0,000	490,0
Curve	Exponential		2	0,998	690,0
Strength	3,2	N/mm ²			
Mode-I tensile fracture energy	0,1	N/mm	<i>Bondslip Properties</i>		
Crack Bandwidth specification	Rots		Bondslip Failure model	CEB-FIP	
Residual tensile strength	0,0064	N/mm ²	Case	3,0	
			D11	1550,0	N/mm ³
Poisson Reduction	Damage Based		D22	155,0	N/mm ³
<i>Total Strain Based Crack Model</i>					
TSBCM	Rotating		Taumax	7,4	N/mm ²
			TauF	3,0	N/mm ²
			s0	0,8	mm
			s1	1,0	mm
			s2	3,0	mm
			s3	10,5	mm
			alpha	0,4	

Tabla 5.4: Materiales Modelos VR3B, VR3T y VR4B.



5.2.3. Resultados

Los resultados del modelo se dividen en tres partes, primero una gráfica de la respuesta en histéresis debido a la aplicación de la carga para los modelos: LSB, VR3T, VR3B y VR4B. A posterior se incluye una comparación de varios estados intermedios para las probetas junto con la distribución de tensiones y anchos de fisura para las mismas. La tercera parte de los resultados contiene una comparación en porcentajes para cada uno de los valores extremos medidos experimentalmente contra los simulados.

5.2.3.1. Respuesta Cíclica

5.2.3.1.1. Modelo LSB

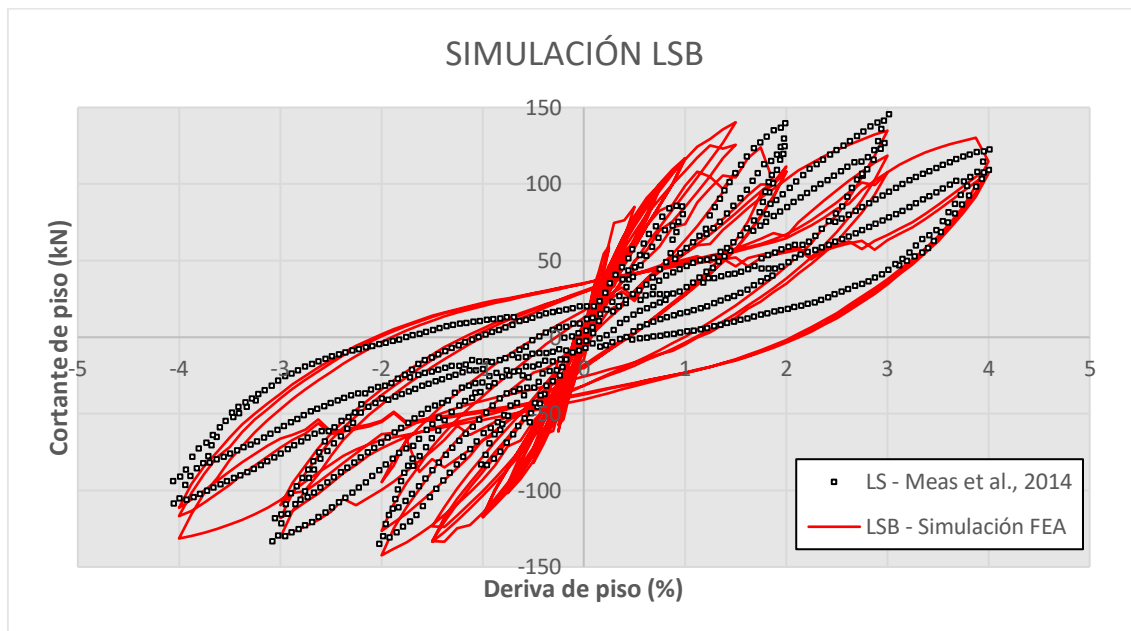


Imagen 5.12: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo LS)

5.2.3.1.2. MODELO VR3B y VR3T

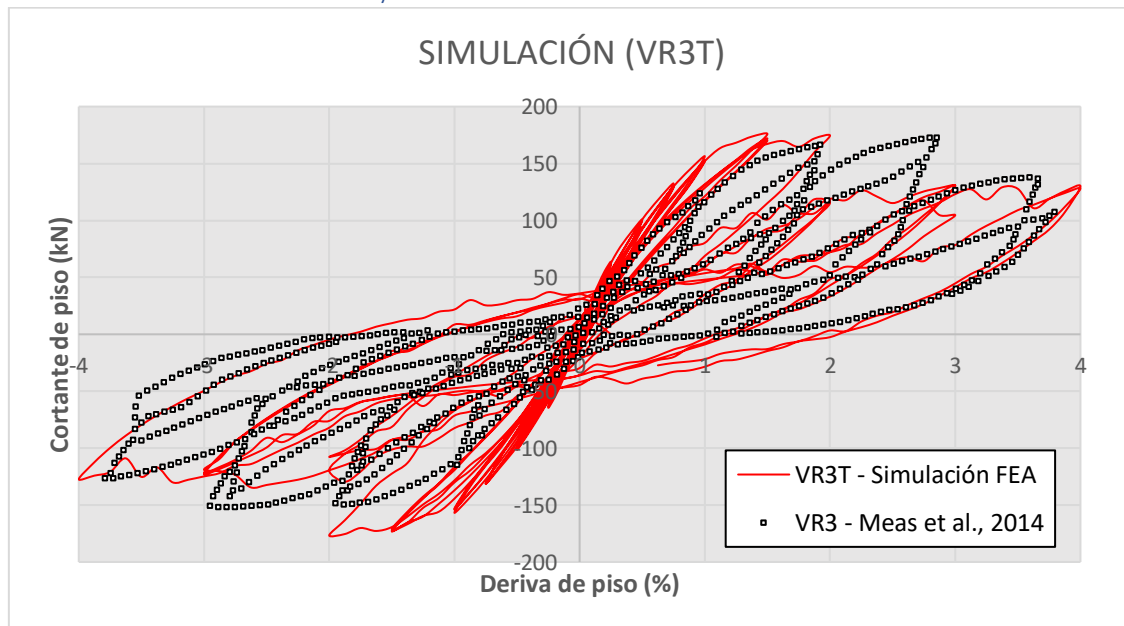


Imagen 5.13: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR3-BEAM)

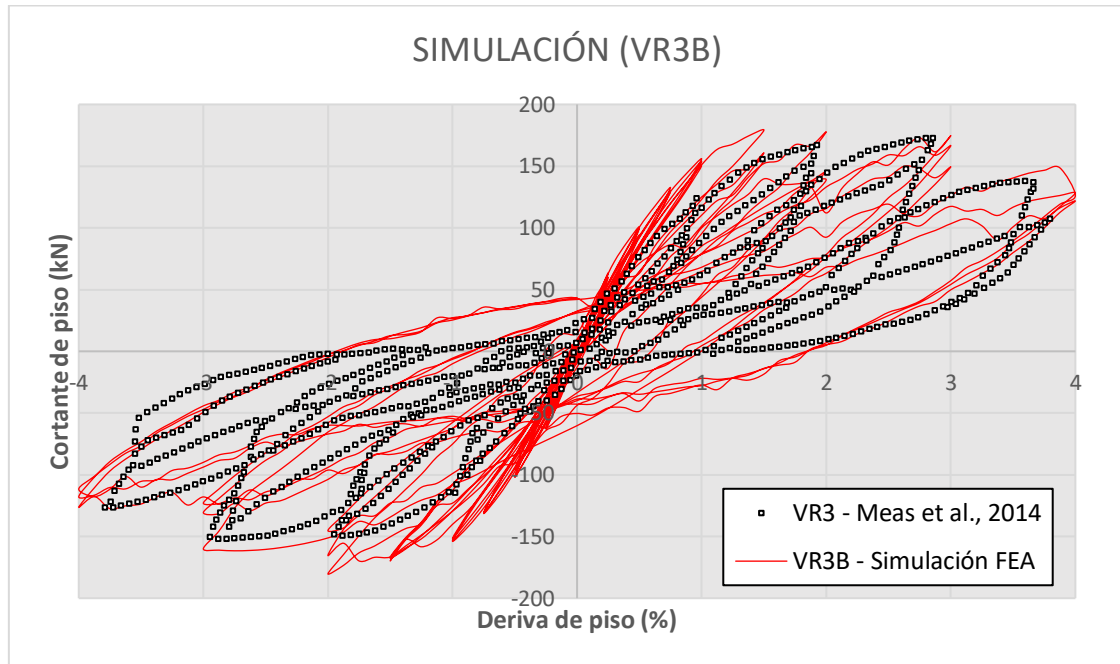


Imagen 5.14: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR3-TRUSS)

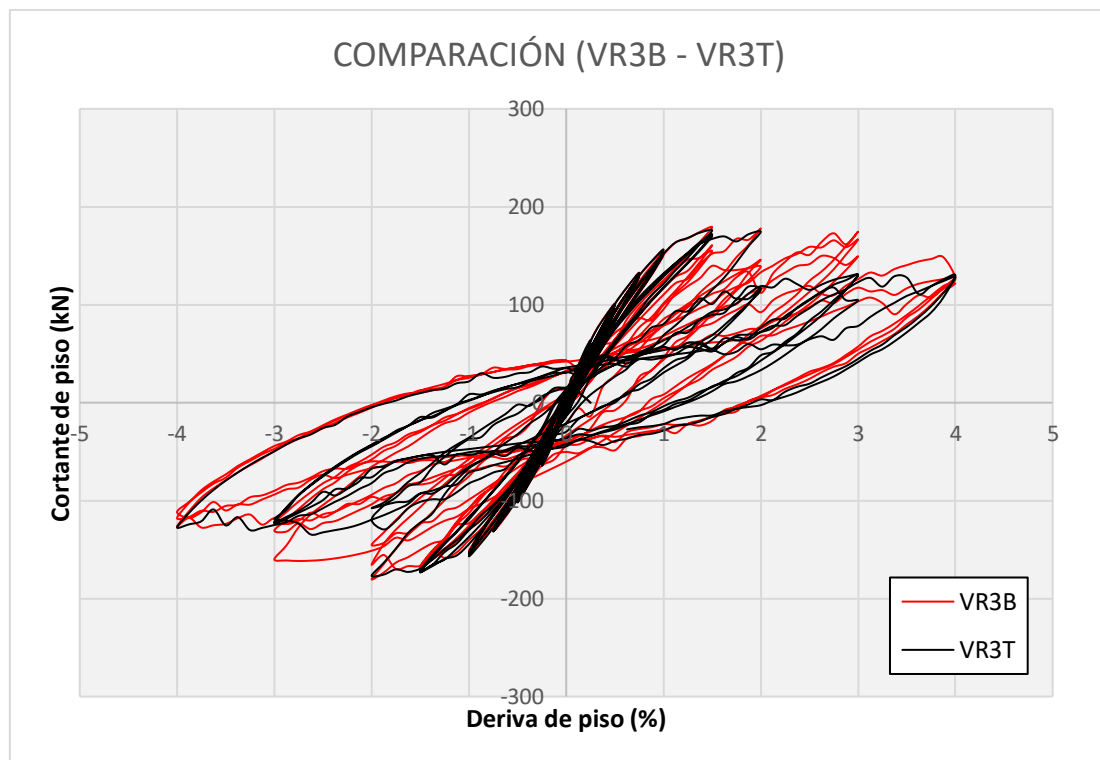


Imagen 5.15: Comparación VR3 (TRUSS-BEAM)



5.2.3.1.3. MODELO VR4

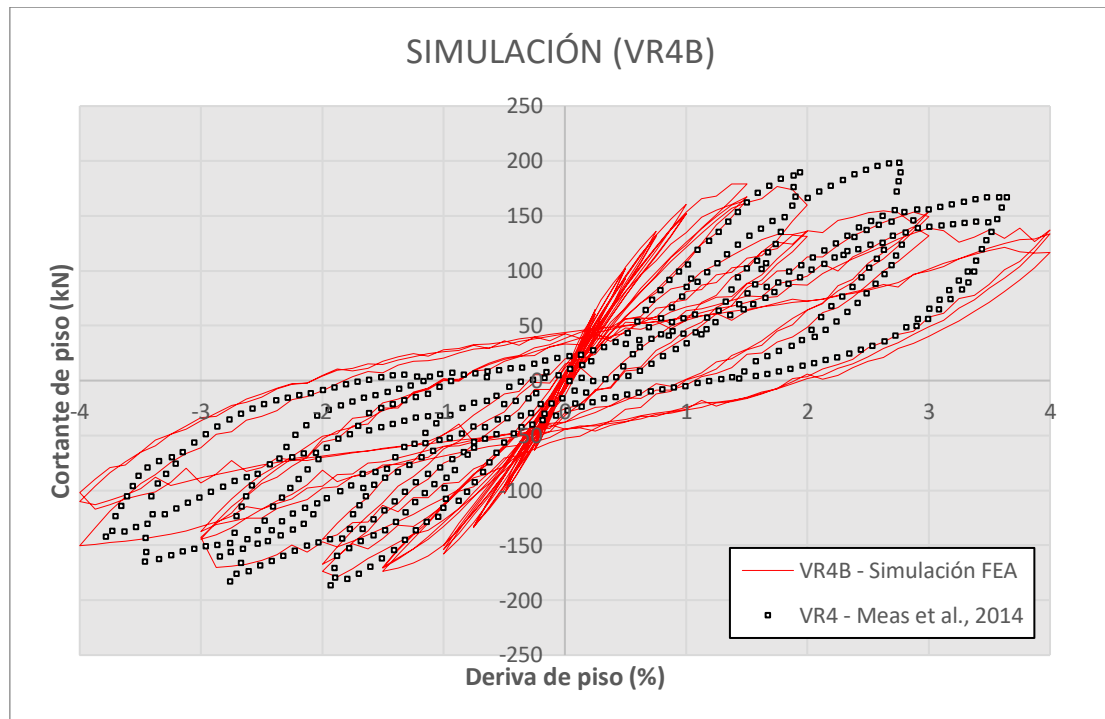


Imagen 5.16: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo VR4B)

5.2.3.2. Comparación registros fotográficos

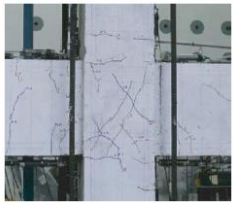
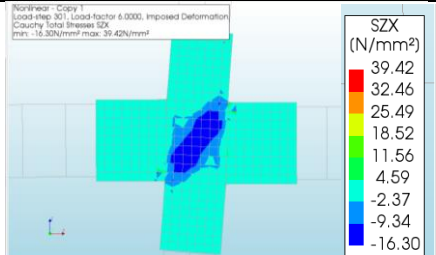

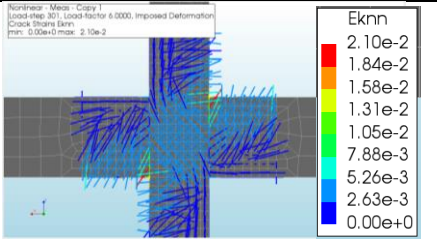

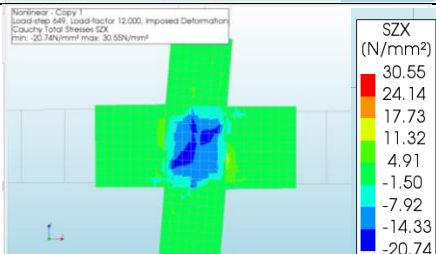
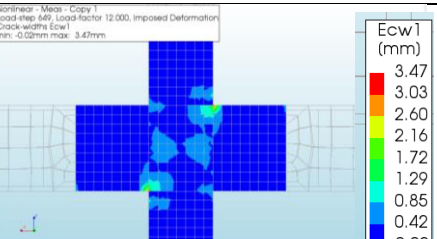
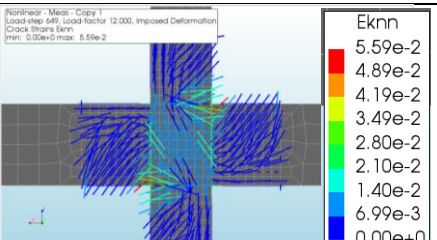
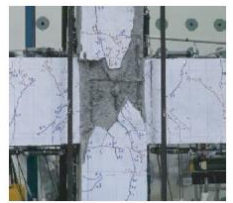
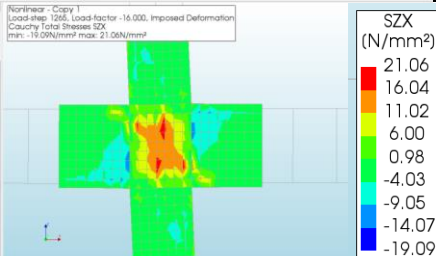
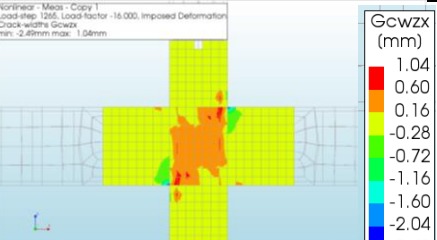
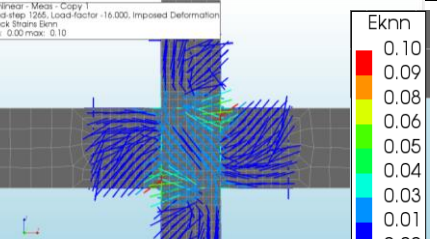
SIMULACION LSB				
ESTADO	REGISTRO FOTOGRÁFICO	TENSIONES XZ	ANCHO DE FISURA	DEFORMACION FISURA
1er ciclo con 1.5%		 Nonlinear - Copy 1 Load step: 301, Load factor: 6.0000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -16.30N/mm² max: 39.42N/mm²	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 301, Load factor: 6.0000, Imposed Deformation Crack widths Ecw1 min: -0.00mm max: 1.29mm	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 301, Load factor: 6.0000, Imposed Deformation Crack Strains Ekn min: 0.00e+0 max: 2.10e-2
1er ciclo con 3.0%		 Nonlinear - Copy 1 Load step: 649, Load factor: 12.0000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -20.74N/mm² max: 30.55N/mm²	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 649, Load factor: 12.0000, Imposed Deformation Crack widths Ecw1 min: -0.02mm max: 3.47mm	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 649, Load factor: 12.0000, Imposed Deformation Crack Strains Ekn min: 0.00e+0 max: 5.59e-2
Etapas final		 Nonlinear - Copy 1 Load step: 1265, Load factor: -16.0000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -19.09N/mm² max: 21.06N/mm²	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 1265, Load factor: -16.0000, Imposed Deformation Crack widths Gcwzx min: -2.49mm max: 1.04mm	 Nonlinear - Mean - Copy 1 Load step: 1265, Load factor: -16.0000, Imposed Deformation Crack Strains Ekn min: 0.00 max: 0.10

Tabla 5.5: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisuras (Modelo LSB)



SIMULACION VR3B				
ESTADO	REGISTRO FOTOGRÁFICO	TENSIONES PRINCIPALES	ANCHO DE FISURA	DEFORMACION FISURA
1er ciclo con 1.5%				
1er ciclo con 3.0%				
Etap final				

Tabla 5.6: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisura (Modelo VR3B)


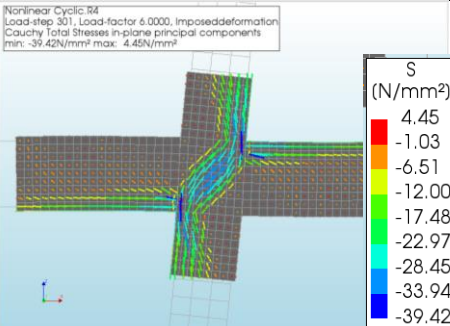
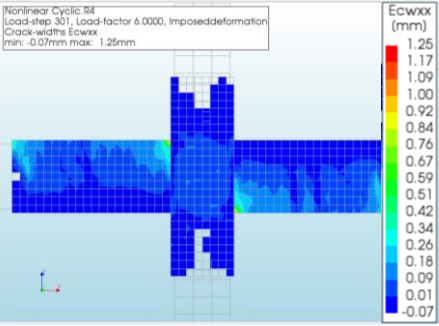
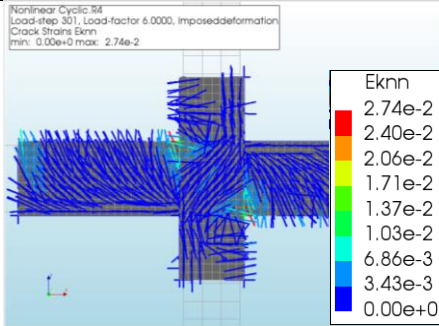

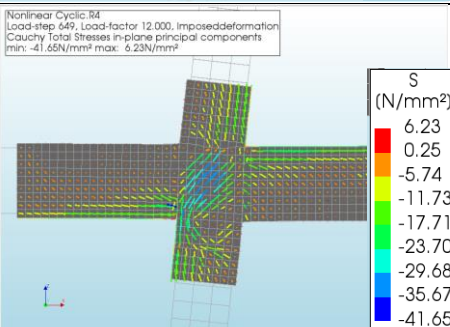
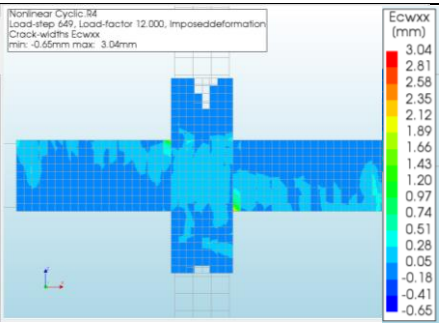
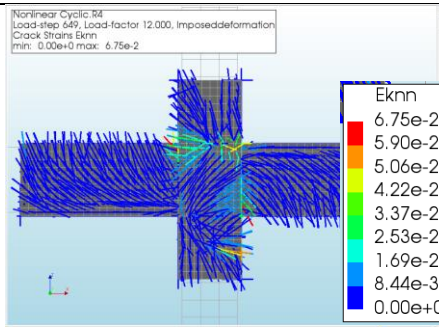

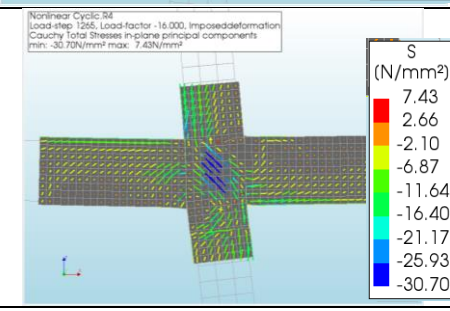
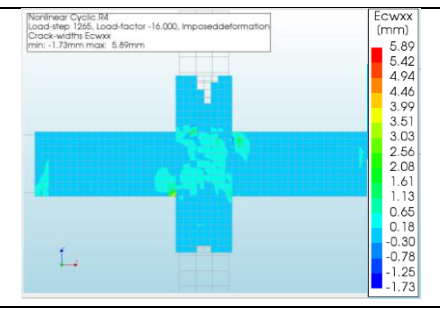
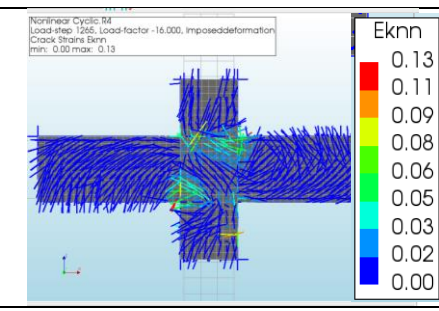
SIMULACION VR4B				
ESTADO	REGISTRO FOTOGRÁFICO	TENSIONES PRINCIPALES	ANCHO DE FISURA	DIRECCION FISURA
1er ciclo con 1.5%		<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 301, Load-factor 6.0000, Imposed deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -39.42N/mm² max: 4.45N/mm²</p>  <p>S (N/mm²) 4.45 -1.03 -6.51 -12.00 -17.48 -22.97 -28.45 -33.94 -39.42</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 301, Load-factor 6.0000, Imposed deformation Crack-widths Ecwxx min: -0.07mm max: 1.25mm</p>  <p>Ecwxx (mm) 1.25 1.17 1.09 1.00 0.92 0.84 0.76 0.67 0.59 0.51 0.42 0.34 0.26 0.18 0.09 0.01 -0.07</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 301, Load-factor 6.0000, Imposed deformation Crack Strains Eknx min: 0.00e+0 max: 2.74e-2</p>  <p>Eknx 2.74e-2 2.40e-2 2.06e-2 1.71e-2 1.37e-2 1.03e-2 6.86e-3 3.43e-3 0.00e+0</p>
1er ciclo con 3.0%		<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 649, Load-factor 12.000, Imposed deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -41.65N/mm² max: 6.23N/mm²</p>  <p>S (N/mm²) 6.23 0.25 -5.74 -11.73 -17.71 -23.70 -29.68 -35.67 -41.65</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 649, Load-factor 12.000, Imposed deformation Crack-widths Ecwxx min: -0.65mm max: 3.04mm</p>  <p>Ecwxx (mm) 3.04 2.81 2.58 2.35 2.12 1.89 1.66 1.43 1.20 0.97 0.74 0.51 0.28 0.05 -0.18 -0.41 -0.65</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 649, Load-factor 12.000, Imposed deformation Crack Strains Eknx min: 0.00e+0 max: 6.75e-2</p>  <p>Eknx 6.75e-2 5.90e-2 5.06e-2 4.22e-2 3.37e-2 2.53e-2 1.69e-2 8.44e-3 0.00e+0</p>
Etapla final		<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 1265, Load-factor -16.000, Imposed deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -30.70N/mm² max: 7.43N/mm²</p>  <p>S (N/mm²) 7.43 2.66 -2.10 -6.87 -11.64 -16.40 -21.17 -25.93 -30.70</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 1265, Load-factor -16.000, Imposed deformation Crack-widths Ecwxx min: -1.73mm max: 5.89mm</p>  <p>Ecwxx (mm) 5.89 4.94 4.46 3.99 3.51 3.03 2.56 2.08 1.61 1.13 0.65 0.18 -0.30 -0.78 -1.25 -1.73</p>	<p>Nonlinear Cyclic R4 Load-step 1265, Load-factor -16.000, Imposed deformation Crack Strains Eknx min: 0.00 max: 0.13</p>  <p>Eknx 0.13 0.11 0.09 0.08 0.06 0.05 0.03 0.02 0.00</p>

Tabla 5.7: Comparación con registros fotográficos y diagramas de tensiones/fisuras (VR4B)



5.2.3.3. Cuadros de resumen de resultados

La tabla 5.8 muestra una comparación del cortante de piso máximo obtenido en las direcciones de empuje y jalado que puede realizar el actuador de carga, contra el valor obtenido mediante la simulación realizada en el análisis mediante elementos finitos.

SIMULACIÓN		Resultados Experimentales		Resultados simulación		COMPARACION CON ENSAYO	
		Dirección 1	Dirección 2	Cortante piso		Error Relativo - Cortante de piso	
		Cortante piso	Cortante piso	Dirección 1	Dirección 2		
		kN	N	kN	kN		
Meas et. Al.	LSB	146,5		142,43	140,39	2,8%	4,2%
	VR3B	175,0	156,2	180,33	179,27	3,0%	14,8%
	VR3T	175,0	156,2	176,69	175,96	1,0%	12,7%
	VR4B	197,0	180,8	178,85	179,05	9,2%	1,0%

Tabla 5.8: Comparación con cortante de piso experimental

La tabla 5.9 muestra una comparación del esfuerzo cortante que transcurre en el nudo, usando las definiciones de nudo presentes en la normativa europea y la norma americana.

SIMULACIÓN		CORTANTE EN NUDO RESULTADO SIMULACIÓN			CORTANTE EN NUDO CALCULADO SEGÚN NORMA			COMPARACIÓN NORMA		
		Vj.aprox (N)	τ_{nudo} (N/mm ²)		$\tau_{\text{nudo,norma}}$			Fraccion: Simulado/norma		
			Usando definición nudo ACI318	Usando definición nudo EN8	EN8	ACI318	FEMA	ACI318	FEMA	EN8
		N	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	-	-	-
Meas et. Al.	LSB	1115184,5	9,1	10,6	12,81	7,9	5,4	1,16	1,67	0,83
	VR3B	1182660,9	9,9	11,3	6,86	7,1	4,9	1,39	2,01	1,64
	VR3T	1062080,7	8,9	10,1	6,86	7,1	4,9	1,25	1,80	1,47
	VR4B	1256733,8	10,5	12,0	6,86	7,1	4,9	1,47	2,13	1,74

Tabla 5.9: Comparación de cortante en nudo con valores de normativa

5.3. Simulación Pantelides, Clyde, Reaveley (2002)

5.3.1. Modelación

Con base en las propiedades mecánicas definidas experimentalmente en la sección anterior, se plantean cuatro simulaciones, indicadas en la tabla siguiente:

Tipo Modelo	Nombre	Tipo de acero de refuerzo	Axil actuante normalizado
T10	T10B	Beam	0,1
	T10T	Truss	0,1
T25	T25B	Beam	0,25
	T25T	Truss	0,25

Tabla 5.10: Resumen modelos efectuados, Pantelides

Se definen dos tipos de modelos que responden a los ensayos Test# 2 y Test# 4, T10 y T25 respectivamente. Las aclaraciones en la presente sección son similares para todos los modelos exceptuando las configuraciones del tipo de respuesta esperada por el refuerzo y la carga axil colocada.

5.3.2. Condiciones de contorno

5.3.2.1. Soportes

Se colocaron tres elementos rígidos acorde con la ubicación de soportes o de puntos de aplicación de carga para evitar concentraciones de esfuerzos. La ubicación de los mismos se muestra en la figura 5.17.

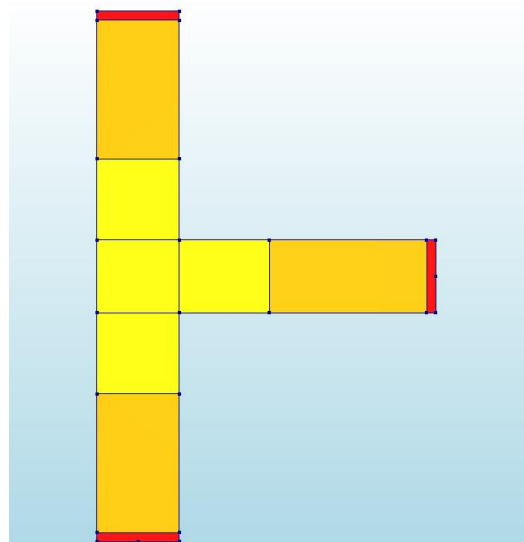


Imagen 5.17: Zonas de aplicación de materiales, en amarillo material no lineal, en rojo soportes y en naranja material lineal.

Los soportes planteados para el modelo fueron dos:

El soporte inferior ubicado en la base de la columna mostrada en la figura 5.18 contiene una restricción al desplazamiento en la dirección X aplicado para todos los puntos que conforman la superficie de la base junto con una línea que restringe el desplazamiento en la dirección Z.



Por otro lado, se dispone de una restricción en las caras laterales del soporte superior, que limitan los desplazamientos en la dirección X.

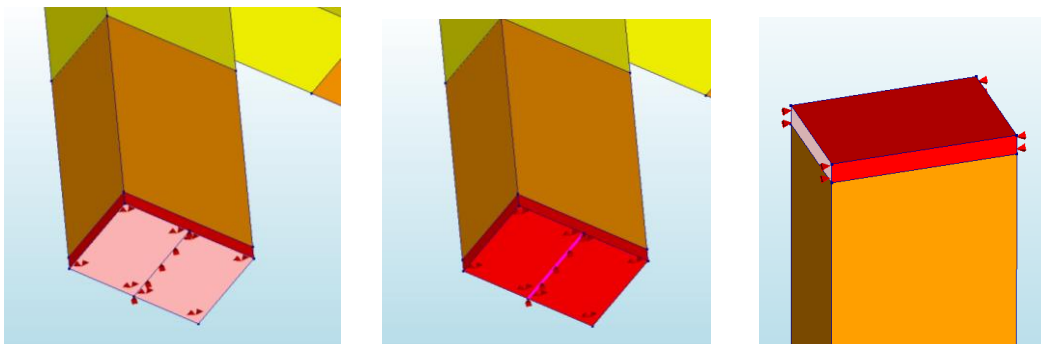


Imagen 5.18: Condiciones de apoyo en columna. Izq: Restricción eje X (Área), Med: Restricción eje Z (Línea), Der: Restricción eje X (Área).

5.3.2.2. Cargas

Para el axil de la columna se aplicó una carga repartida sobre la superficie soporte. En cuanto al desplazamiento impuesto, para la carga cíclica, se aplicó sobre el borde de viga en dirección z tal como se muestra en la figura 5.19.

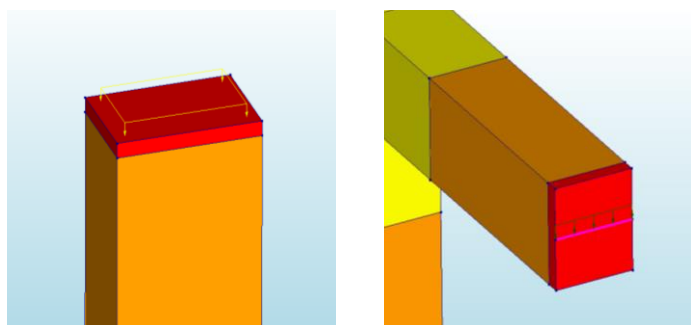


Imagen 5.19: Cargas aplicadas sobre columna: Izq. carga axial, der. deformación impuesta

5.3.2.3. Materiales usados

De manera similar a la planteada en los modelos efectuados para analizar los ensayos realizados por Meas et al., se hizo la misma diferenciación de regiones en materiales de comportamiento lineal y no lineal. La imagen 5.17 muestra con colores las diferentes regiones existentes.

5.3.2.4. División de elementos

La sección se ha discretizado usando una malla de tamaño máximo 75mm, en todos los sólidos definidos, la figura 5.20 muestra la distribución de este arreglo. El motivo para plantear una división de elementos uniforme se debe a que en este caso en particular la aplicación de un mallado de tamaño variable, similar a lo efectuado en los modelos correspondientes a Meas et al., produce la aparición de elementos de refuerzo colocados fuera de sólidos.

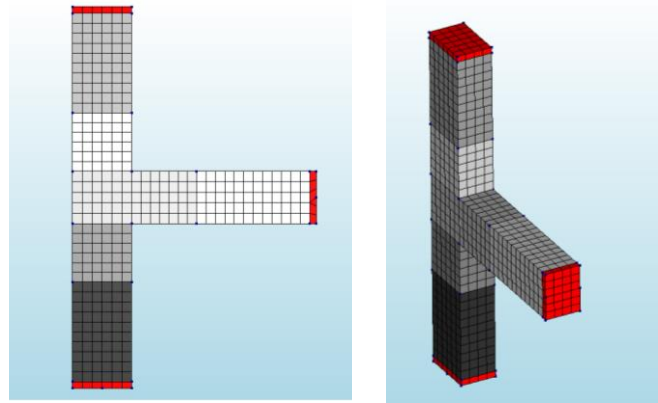


Imagen 5.20: Mallado usado en modelos Test#2 y Test#4.

5.3.2.5. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo se representó usando cada elemento discretizado por separado usando elementos de refuerzo, ubicados usando los recubrimientos, espaciamiento y ganchos definidos en los ensayos experimentales.

Refuerzo longitudinal

Se aplicaron elementos con deslizamiento y plastificación a todas las barras longitudinales. Las barras de las vigas se terminaron en ganchos, con el fin de simular el anclaje de barras provisto en el nudo.

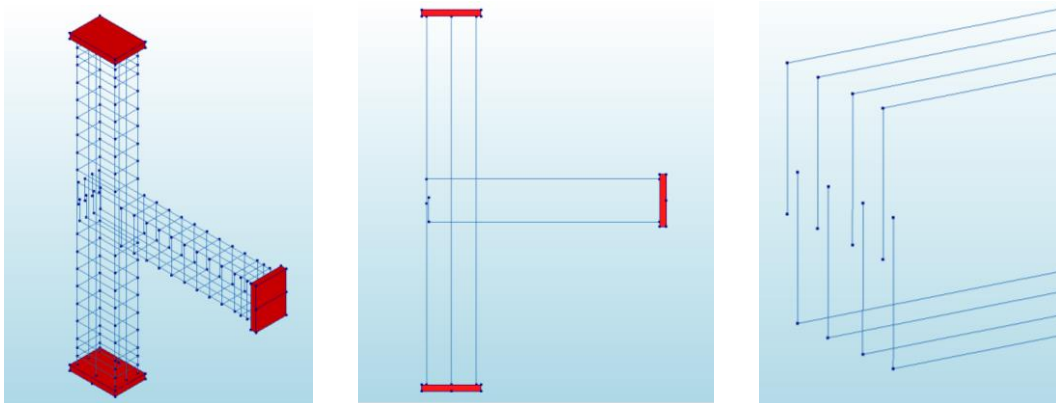


Imagen 5.21: Elementos de refuerzo. Izq: Totalidad de refuerzo, Med: Refuerzo longitudinal, Der: Detalle ganchos.

Refuerzo transversal

Se aplicaron elementos de refuerzo con plastificación para las zonas adyacentes al nudo, mientras que en regiones externas se usa materiales con comportamiento lineal. La imagen 5.22 muestra la diferencia de ubicaciones entre zonas.

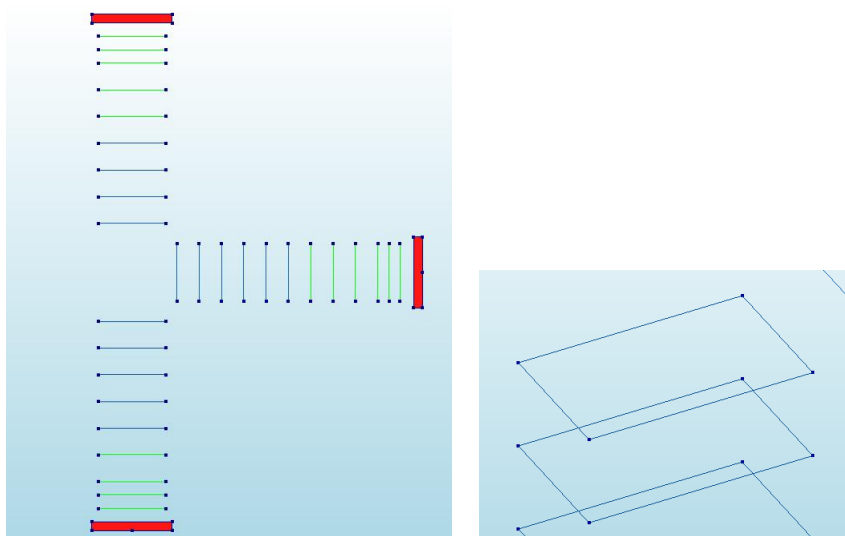


Imagen 5.22: Izq: Distribución refuerzo transversal, Der: Detalle estribos en columna.

5.3.2.6. *Propiedades mecánicas*

Las siguientes tablas muestran un resumen de las propiedades mecánicas con las cuales se plantearon los modelos, cuyos resultados pueden verse más adelante.

CONCRETE			STEEL REINFORCEMENT		
Type	TSCR		Type	BondSlip	
E. young	31911,6	N/mm ²	E. young	210000,0	N/mm ²
Poisson	0,2				
Mass	0,0		Material	Von Mises	
<i>Compression</i>			Bondslip Type	Truss	
Curve	Parabolic		Yield Stress	450,0	N/mm ²
Strength	46,1	N/mm ²	Hardening	Strain Hardening	
Gc	14,5	N/mm	Hardening Type	Mixed Isotropic-Kinematic Hardening	
Residual compressive strength	N/A	N/mm ²	Distribution	0,0	
Reduction due to lateral Cracking	Vecchio and Collins 1986		<i>Hardening Diagram</i>		
Confinement	Selby and Vecchio			ϵ_s	f_s
<i>Tension</i>			1	0,000	450,0
Curve	Exponential		2	0,994	750,0
Strength	3,850	N/mm ²	<i>Bondslip Properties</i>		
Mode-I tensile fracture energy	0,145	N/mm	Bondslip Failure model	CEB-FIP	
Crack Bandwidth specification	Rots		Case	3,0	
Residual tensile strength	0,0014	N/mm ²	D11	155,0	N/mm ³
Poisson Reduction	Damage Based		D22	155,0	N/mm ³
<i>Total Strain Based Crack Model</i>					
TSBCM	Rotating		Taumax	8,0	N/mm ²
			TauF	3,2	N/mm ²
			s0	0,5	mm
			s1	1,0	mm
			s2	3,0	mm
			s3	10,5	mm
			alpha	0,4	

Tabla 5.11: Materiales modelo T10B y T10T.



CONCRETE			STEEL REINFORCEMENT		
Type	TSCR		Type	BondSlip	
E. young	30057,9	N/mm ²	E. young	210000,0	N/mm ²
Poisson	0,2				
Mass	0,0		Material	Von Mises	
<i>Compression</i>			Bondslip Type	Truss	
Curve	Parabolic		Yield Stress	450,0	N/mm ²
Strength	40,9	N/mm ²	Hardening	Strain Hardening	
Gc	14,2	N/mm	Hardening Type	Mixed Isotropic-Kinematic Hardening	
Residual compressive strength	N/A	N/mm ²	Distribution	0,0	
Reduction due to lateral Cracking	Vecchio and Collins 1986		<i>Hardening Diagram</i>		
Confinement	Selby and Vecchio			ϵ_s	f_s
<i>Tension</i>			1	0,000	450,0
Curve	Exponential		2	0,994	750,0
Strength	3,516	N/mm ²	<i>Bondslip Properties</i>		
Mode-I tensile fracture energy	0,142	N/mm	Bondslip Failure model	CEB-FIP	
Crack Bandwidth specification	Rots		Case	3,0	
Residual tensile strength	0,0014	N/mm ²	D11	155,0	N/mm ³
Poisson Reduction	Damage Based		D22	155,0	N/mm ³
<i>Total Strain Based Crack Model</i>					
TSBCM	Rotating		Taumax	8,0	N/mm ²
			TauF	3,2	N/mm ²
			s0	0,8	mm
			s1	1,0	mm
			s2	3,0	mm
			s3	10,5	mm
			alpha	0,4	

Tabla 5.12: Materiales modelo T25B y T25T.

5.3.3. Resultados

Los resultados del modelo se dividen en tres partes, primero una gráfica de la respuesta en histéresis debido a la aplicación de la carga para los modelos: T10T, T10B, T25T y T25B. A posterior se incluye una comparación de varios estados intermedios para las probetas junto con la distribución de tensiones y anchos de fisura para las mismas. La tercera parte de los resultados contiene una comparación en porcentajes para cada uno de los valores extremos medidos experimentalmente contra los simulados.

5.3.3.1. Respuesta a carga cíclica

5.3.3.1.1. Modelo Test #2 (10%)

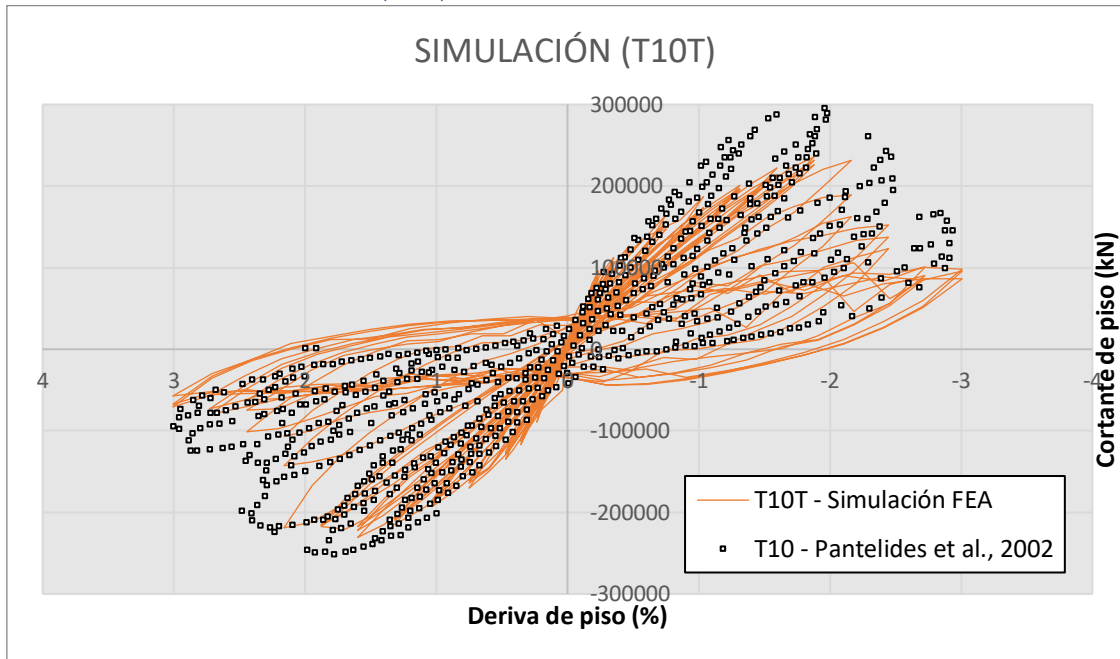


Imagen 5.23: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#2 Truss)

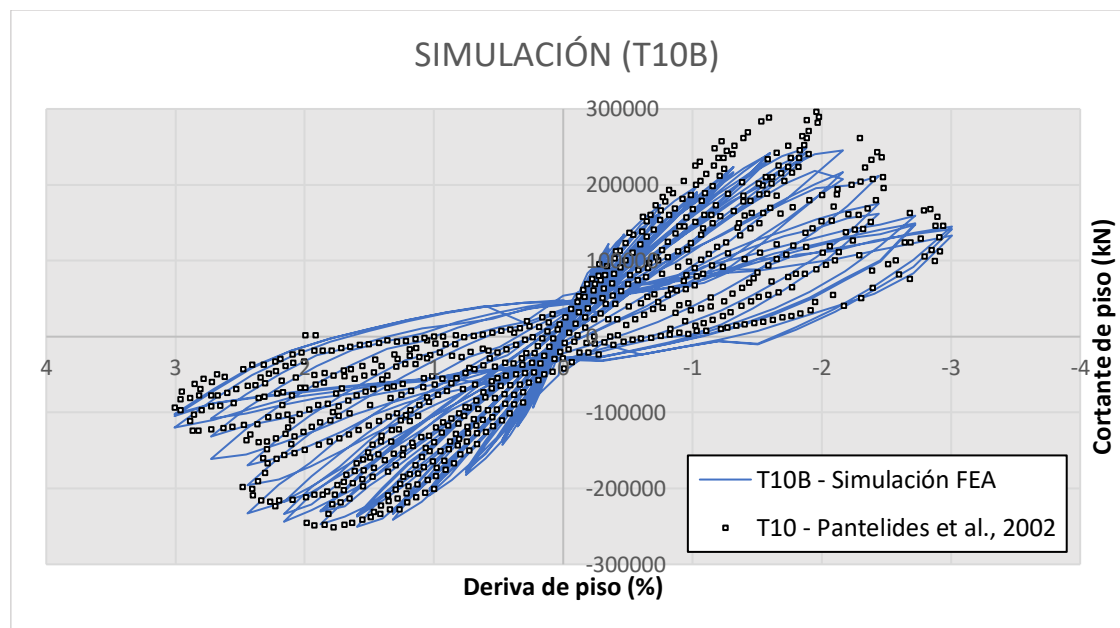


Imagen 5.24: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#2 Beam)

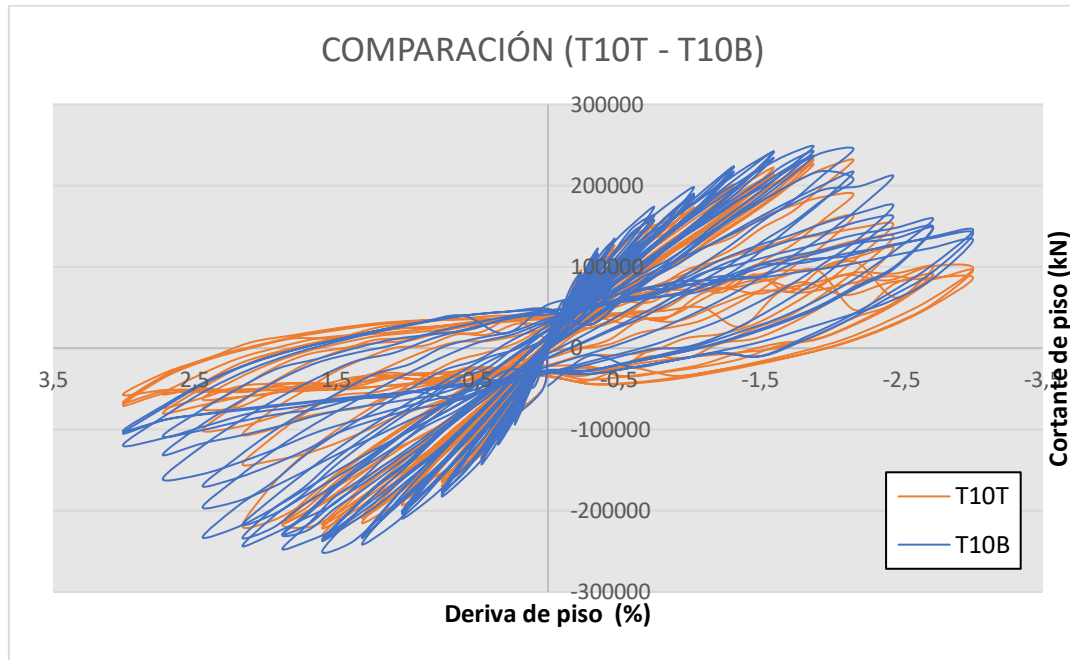


Imagen 5.25: Comparación Test#2 (TRUSS-BEAM)

5.3.3.1.2. Modelo Test #4 (25%)

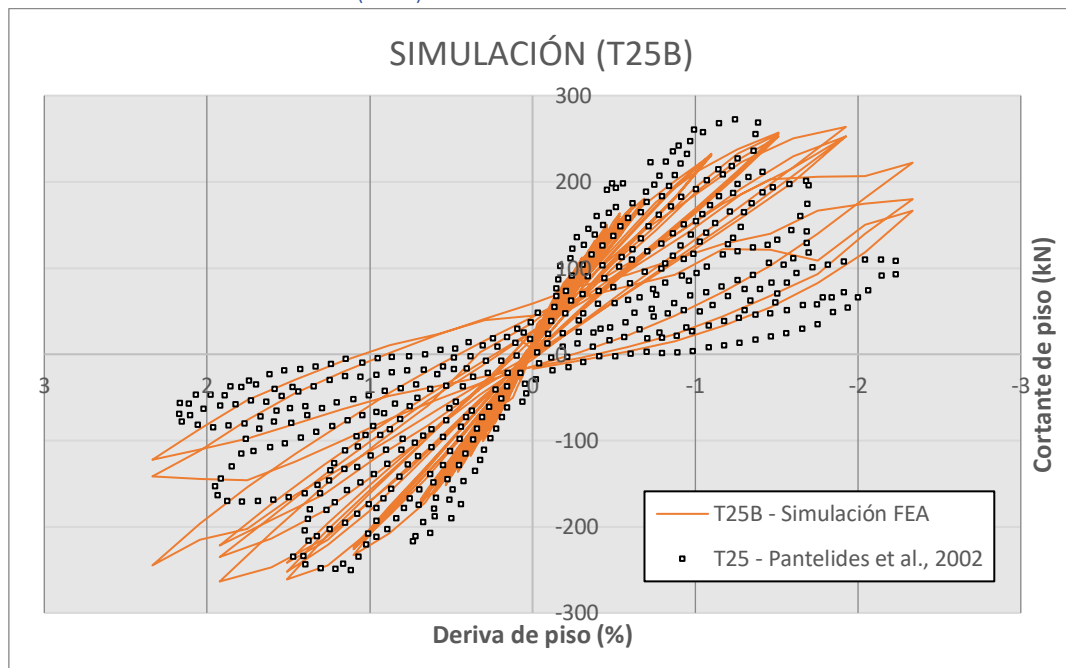


Imagen 5.26: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#4 Beam)

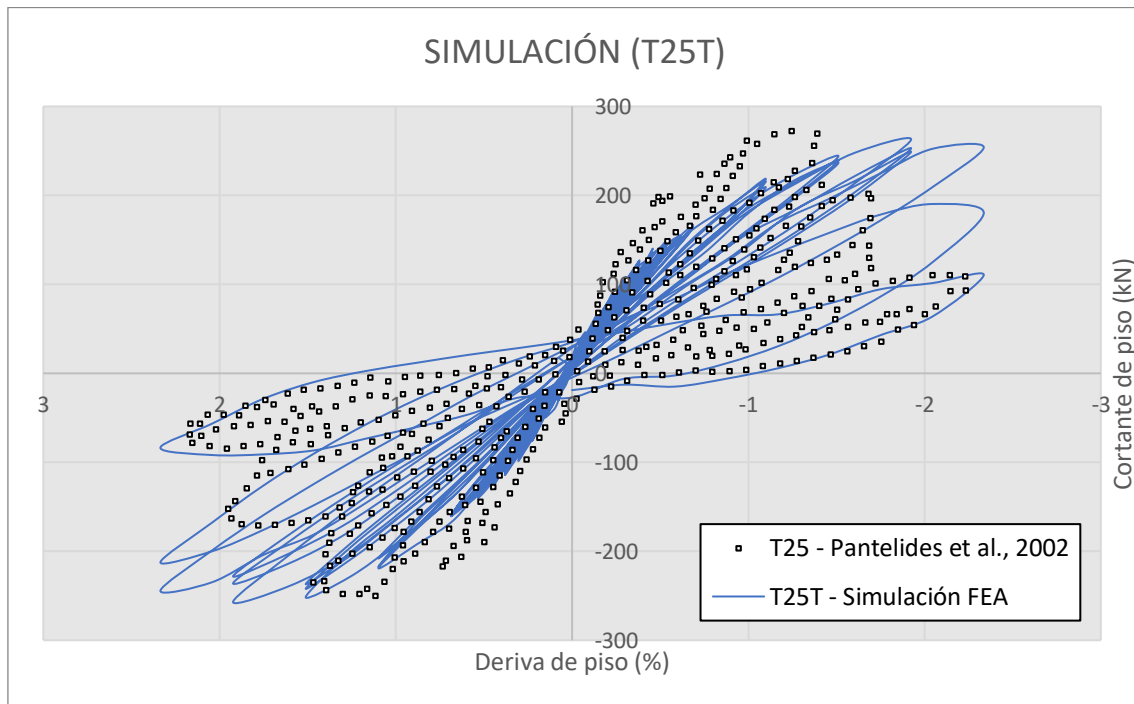


Imagen 5.27: Cortante de piso - Deriva de piso (Ensayo Test#4 Truss)

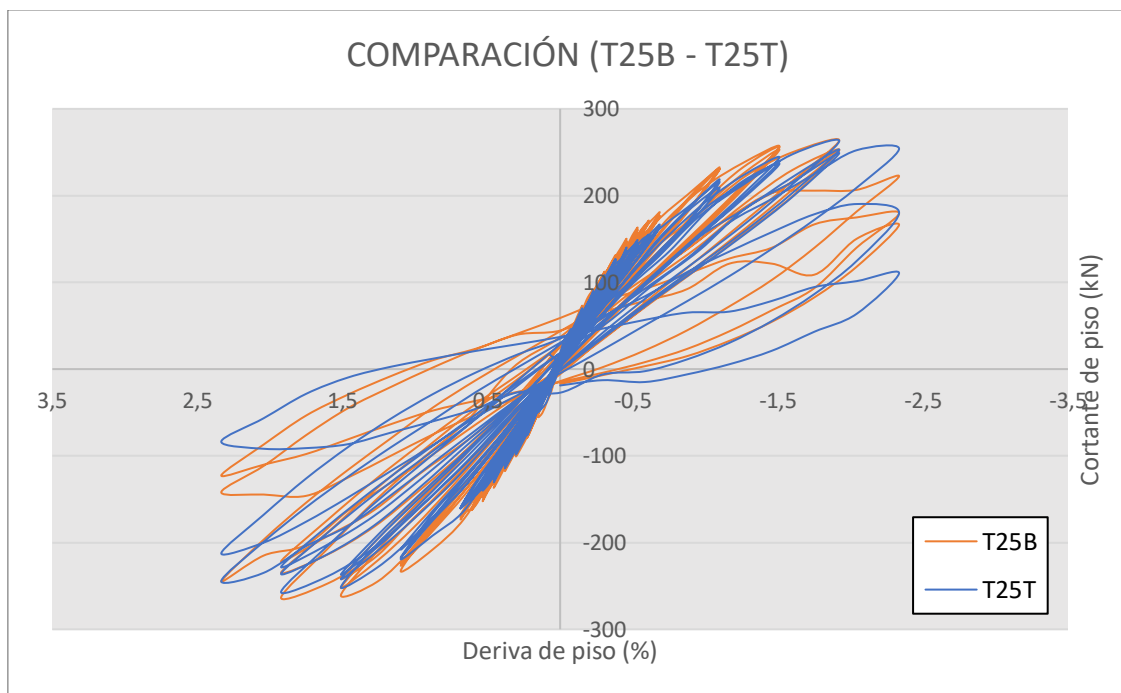


Imagen 5.28: Comparación Test#4 (TRUSS-BEAM)



5.3.3.2. Comparación registros fotográficos

SIMULACION T10B				
ESTADO	REGISTRO FOTOGRÁFICO	TENSIONES PRINCIPALES	TENSIONES XZ	TENSIONES ZZ
Nivel II (0.91%)		<p>Cyclic Load Load step: 355, Load factor: 2.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -32.10N/mm² max: 3.82N/mm²</p> <p>S (N/mm²) 3.82 -0.67 -5.16 -9.65 -14.14 -18.63 -23.12 -27.61 -32.10</p>	<p>Cyclic Load Load step: 355, Load factor: 2.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -13.79N/mm² max: 18.54N/mm²</p> <p>SZX (N/mm²) 18.54 16.52 14.50 12.48 10.46 8.44 6.42 4.40 2.38 0.36 -1.67 -3.69 -5.71 -7.73 -9.75 -11.77 -13.79</p>	<p>Cyclic Load Load step: 355, Load factor: 2.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZZ min: -46.04N/mm² max: 7.68N/mm²</p> <p>SZZ (N/mm²) 7.68 4.32 0.96 -2.40 -5.75 -9.11 -12.47 -15.83 -19.18 -22.54 -25.90 -29.25 -32.61 -35.97 -39.33 -42.68 -46.04</p>
Nivel III (1.92%)		<p>Cyclic Load Load step: 599, Load factor: 4.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -30.90N/mm² max: 2.95N/mm²</p> <p>S (N/mm²) 2.95 -1.28 -5.51 -9.74 -13.97 -18.21 -22.44 -26.67 -30.90</p>	<p>Cyclic Load Load step: 599, Load factor: 4.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -22.62N/mm² max: 15.79N/mm²</p> <p>SZX (N/mm²) 15.79 13.39 10.99 8.59 6.19 3.79 1.39 -1.01 -3.42 -5.82 -8.22 -10.62 -13.02 -15.42 -17.82 -20.22 -22.62</p>	<p>Cyclic Load Load step: 599, Load factor: 4.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZZ min: -57.38N/mm² max: 7.54N/mm²</p> <p>SZZ (N/mm²) 7.54 3.48 -0.58 -4.63 -8.69 -12.75 -16.81 -20.86 -24.92 -28.98 -33.04 -37.09 -41.15 -45.21 -49.26 -53.32 -57.38</p>
Nivel IV (2.47%)		<p>Cyclic Load Load step: 839, Load factor: 5.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -24.10N/mm² max: 3.21N/mm²</p> <p>S (N/mm²) 3.21 -0.21 -3.62 -7.03 -10.45 -13.86 -17.28 -20.69 -24.10</p>	<p>Cyclic Load Load step: 839, Load factor: 5.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZX min: -15.30N/mm² max: 17.65N/mm²</p> <p>SZX (N/mm²) 17.65 15.59 13.53 11.47 9.41 7.36 5.30 3.24 1.18 -0.88 -2.94 -5.00 -7.06 -9.12 -11.18 -13.24 -15.30</p>	<p>Cyclic Load Load step: 839, Load factor: 5.000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses SZZ min: -39.02N/mm² max: 10.53N/mm²</p> <p>SZZ (N/mm²) 10.53 7.43 4.34 1.24 -1.86 -4.95 -8.05 -11.15 -14.26 -17.34 -20.44 -23.54 -26.63 -29.73 -32.83 -35.92 -39.02</p>

Tabla 5.13: Comparación con registros fotográficos (Test#2 – T10B)

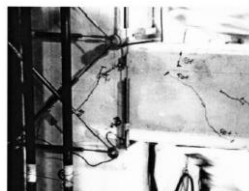
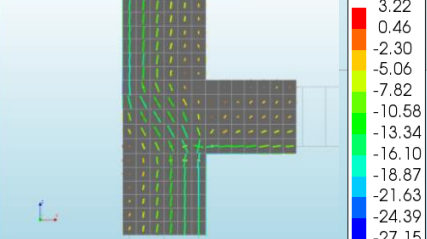
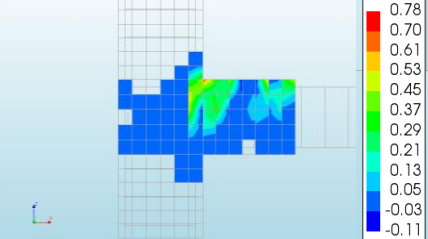
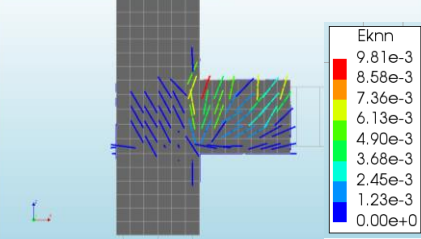
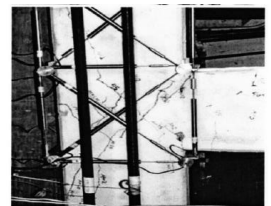
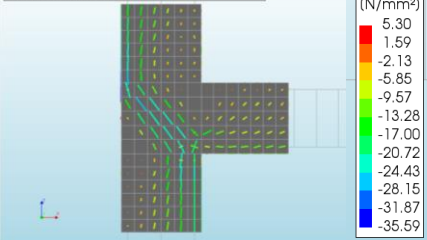
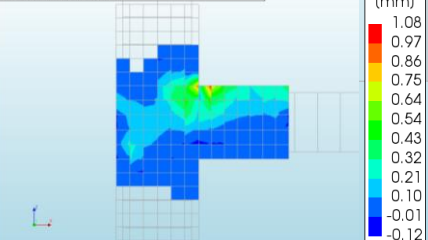
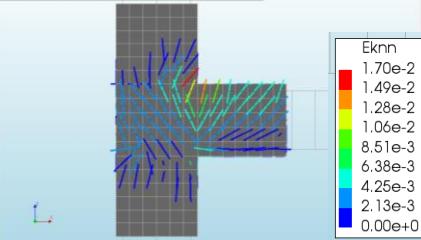

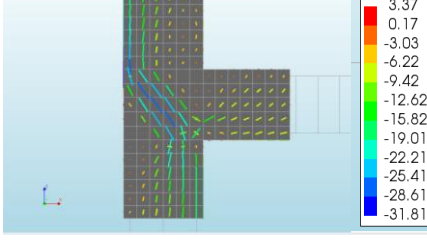
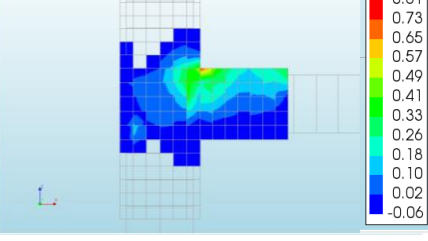
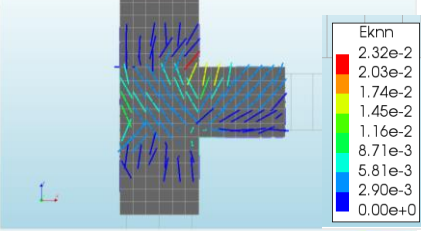
SIMULACION T25B					
ESTAD O	REGISTRO FOTOGRÁFICO	TENSIONES XZ	ANCHO DE FISURA	DEFORMACION FISURA	
Nivel II (0.66%)		<p>Cyclic Load Load-step 931, Load-factor 9.0000, Imposed Load Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -27.15N/mm² max: 3.22N/mm²</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 931, Load-factor 9.0000, Imposed Load Crack-widths EcwXX min: -0.11mm max: 0.78mm</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 931, Load-factor 9.0000, Imposed Load Crack Strains Eknn min: 0.00e+0 max: 9.81e-3</p> 	
Nivel III (1.43%)		<p>Cyclic Load Load-step 1195, Load-factor 2.2000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -35.59N/mm² max: 5.30N/mm²</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 1195, Load-factor 2.2000, Imposed Deformation Crack-widths EcwXX min: -0.12mm max: 1.08mm</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 1195, Load-factor 2.2000, Imposed Deformation Crack Strains Eknn min: 0.00e+0 max: 1.70e-2</p> 	
Nivel IV (1.84%)		<p>Cyclic Load Load-step 1267, Load-factor 2.8000, Imposed Deformation Cauchy Total Stresses in-plane principal components min: -31.81N/mm² max: 3.37N/mm²</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 1134, Load-factor 1.6000, Imposed Deformation Crack-widths EcwXX min: -0.09mm max: 0.81mm</p> 	<p>Cyclic Load Load-step 1267, Load-factor 2.8000, Imposed Deformation Crack Strains Eknn min: 0.00e+0 max: 2.32e-2</p> 	

Tabla 5.14: Comparación con registros fotográficos (Test#4 – T25B)



5.3.3.3. Cuadros de resumen de resultados

La tabla 5.15 muestra una comparación del cortante de piso máximo obtenido en las direcciones de empuje y jalado que puede realizar el actuador de carga, contra el valor obtenido mediante la simulación realizada en el análisis mediante elementos finitos.

SIMULACIÓN		Resultados Experimentales		Resultados simulación		COMPARACION CON ENSAYO	
		Dirección 1	Dirección 2	Cortante piso		Error Relativo - Cortante de piso	
		Cortante piso	Cortante Nudo (vjex)	Dirección 1	Dirección 2		
		kN	N/mm2	kN	kN		
Pantelides et al	T10B	267,3	6,25	248,25	250,56	7,1%	6,3%
	T10T	267,3	6,25	235,95	230,76	11,7%	13,7%
	T25B	267,3	6,76	263,78	263,64	1,3%	1,4%
	T25T	267,3	6,76	263,06	257,07	1,6%	3,8%

Tabla 5.15: Comparación con cortante de piso experimental

La tabla 5.16 muestra una comparación del esfuerzo cortante que transcurre en el nudo, usando las definiciones de nudo presentes en la normativa europea y la norma americana.

SIMULACIÓN		CORTANTE EN NUDO RESULTADO SIMULACIÓN			CORTANTE EN NUDO CALCULADO SEGÚN NORMA			COMPARACIÓN NORMA		
		Vj.aprox (N)	T _{nudo} (N/mm2)		T _{nudo,norma}			Fraccion: Simulado/norma		
			Usando definición nudo ACI318	Usando definición nudo EN8	EN8	ACI318	FEMA	ACI318	FEMA	EN8
		N	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	-	-	-
Pantelides et al	T10B	762598,5	5,5	6,6	14,89	6,8	3,4	0,80	1,62	0,44
	T10T	725900,3	5,2	6,3	14,89	6,8	3,4	0,77	1,54	0,42
	T25B	918417,4	6,6	7,9	9,38	6,4	3,2	1,03	2,07	0,84
	T25T	921716,1	6,6	7,9	9,38	6,4	3,2	1,03	2,08	0,85

Tabla 5.16: Comparación de cortante en nudo con valores de normativa

6. Variación de parámetros

Para el análisis paramétrico de los resultados se efectuaron dos posibles variaciones, la primera modificar la armadura de refuerzo con tal de alcanzar los valores de refuerzo transversal mínimo impuestos por normativa. En segundo lugar, se verificaría el cambio en capacidad/comportamiento al cambiar la magnitud de la fuerza axial que actúa junto con la aplicación de la carga lateral.

Los modelos modificados realizados se resumen en la siguiente tabla.

Tipo Modelo	Modelo Original/Tipo	Nombre	Tipo de acero de refuerzo	Axil actuante normalizado
Meas	LSB	LSR3	Beam	0,15
		LSR4	Beam	0,15
	VR3B	VR3R	Beam	0,30
		VR3R2	Beam	0,30
	VR4B	VR4R	Beam	0,30
		VR4R2	Beam	0,30
Pantelides	T10B	T10R	Beam	0,10
		T10Bx	Beam	0,25

Tabla 6.1: Modelos análisis paramétrico

Detalles adicionales de la armadura de refuerzo usada pueden verse en las tablas 6.2 y 6.3.

6.1. Modificación del refuerzo de cortante y cambio en capacidad del nudo:

En todos los casos se conservó la misma configuración de estribos en el nudo para no introducir variables adicionales al problema. La modificación realizada sobre los modelos consiste en un incremento de cuantía transversal de refuerzo existente en el nudo. El valor de las cuantías se muestra en la tabla 6.2.

6.1.1. Reforzamiento

6.1.1.1. LSR

La imagen 6.1 muestra el cortante de piso máximo alcanzado al cambiar el refuerzo en el nudo, para 2 diferentes configuraciones. El detalle de cuantías correspondiente a estos armados puede verse en la tabla 6.1.

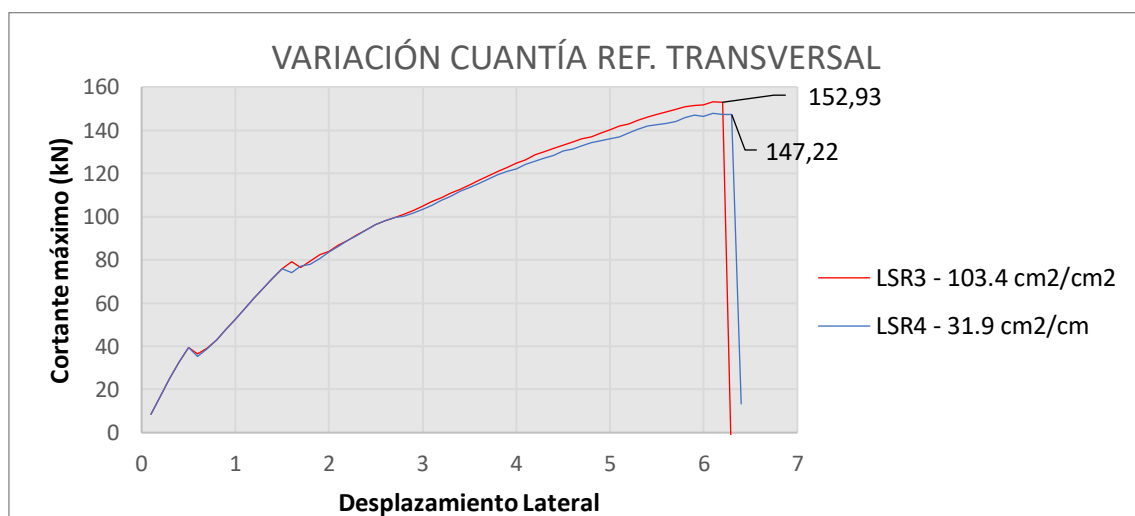


Imagen 6.1: Variación de Cortante de piso (Análisis LSR)



6.1.1.2. VR3

La imagen 6.2 muestra el cortante de piso máximo alcanzado bajo análisis de respuesta monótonica. Los armados corresponden a las cuantías requeridas por ACI318 y EN8. El detalle de estos puede verse en la tabla 6.1.

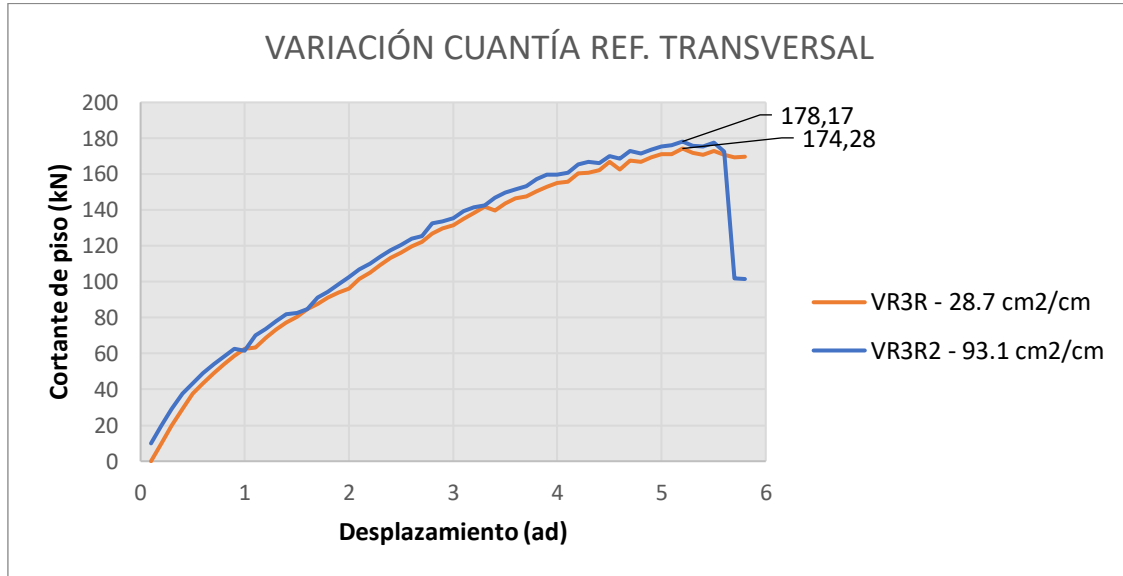


Imagen 6.2: Variación de Cortante de piso (Análisis VR3R)

6.1.1.3. VR4

El reforzamiento del modelo VR4 y el cortante de piso vinculado al mismo bajo dos configuraciones se muestra a continuación en la imagen 6.3, el detalle del armado puede verse en la tabla 3.

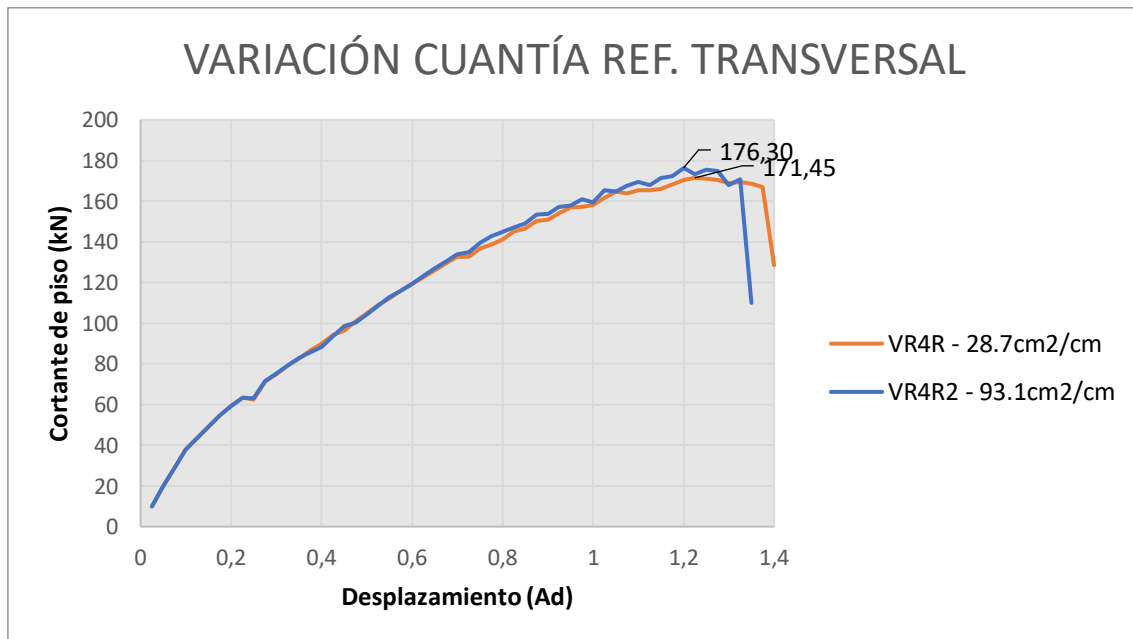


Imagen 6.3: Variación de Cortante de piso (Análisis VR4R)

En el caso del refuerzo incrementado conforme a la normativa ACI318-14, el planteamiento no sugiere una cuantía asociada a la carga, sino una armadura de confinamiento mínimo que es el valor del cual se ha provisto en todos los casos.

En cuanto a los requerimientos de armadura de Eurocódigo 8 se ha usado como cortante máximo el valor disponible para el tamaño del nudo, puesto que la capacidad requerida por plastificación de acero de refuerzo en vigas supera por mucho margen este valor. Razón por la que la capacidad se ha calculado usando el máximo provisto por el nudo (área de hormigón físicamente disponible).

Modelo	Configuración	ACI318-14		EN8	
LS	# Ramas	LSR4	6	LSR3	6
	Diámetro		10		18
	Área (mm ²)		268,15		868,81
VR3	# Ramas	VR3R	6	VR3R2	6
	Diámetro		10		18
	Área (mm ²)		235,62		763,41
VR4	# Ramas	VR4R	6	VR4R2	6
	Diámetro		10		18
	Área (mm ²)		235,62		763,41

Tabla 6.2: Secciones reforzadas.

La tabla siguiente muestra el cambio en requerimientos para las diferentes normativas y de los incrementos observados en cada caso.

Armadura Provista - Ensayo/simulación inicial						
Modelo	#ramas en nudo	diámetro	s	área.rama	Área.todo nudo	A/s
	-	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ² /mm
LSB	2	10	420,0	268,15	536,30	0,64
VR3B	4	10	136,7	235,62	942,48	1,72
VR4B	4	10	136,7	235,62	942,48	1,72
Armadura Provista ACI318						
Simulación	#ramas en nudo	diámetro	s	área.rama	Área.todo nudo	A/s
	-	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ² /mm
LSR4	6	10	84,00	268,15	1608,91	3,19
VR3R	6	10	82,00	235,62	1413,72	2,87
VR4R	6	10	82,00	235,62	1413,72	2,87
Armadura Provista EN8						
Simulación	#ramas en nudo	diámetro	s	área.rama	Área.todo nudo	A/s
	-	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ² /mm
LSR3	6	18	84,0	868,81	5212,87	10,34
VR3R2	6	18	82,0	763,41	4580,44	9,31
VR4R2	6	18	82,0	763,41	4580,44	9,31

Tabla 6.3: Cambio en cuantía para Modelos Meas et al.



ENSAJO	V _{piso}			Incremento porcentaje	
	Sin reforzar	ACI318	EN8	ACI318	EN8
	N	N	N	N	N
LS	142,43	147,22	152,93	3%	4%
VR3	180,33	174,28	178,17	-3%	2%
VR4	178,65	171,45	176,3	-4%	3%

Tabla 6.4: Cambio en cuantía por incremento de refuerzo.

6.1.2. Cambio de variables: Pantelides et al

6.1.2.1. Test2

La imagen 6.4 muestra una comparación de la respuesta del modelo Test#2 reforzado representado junto a la respuesta original.

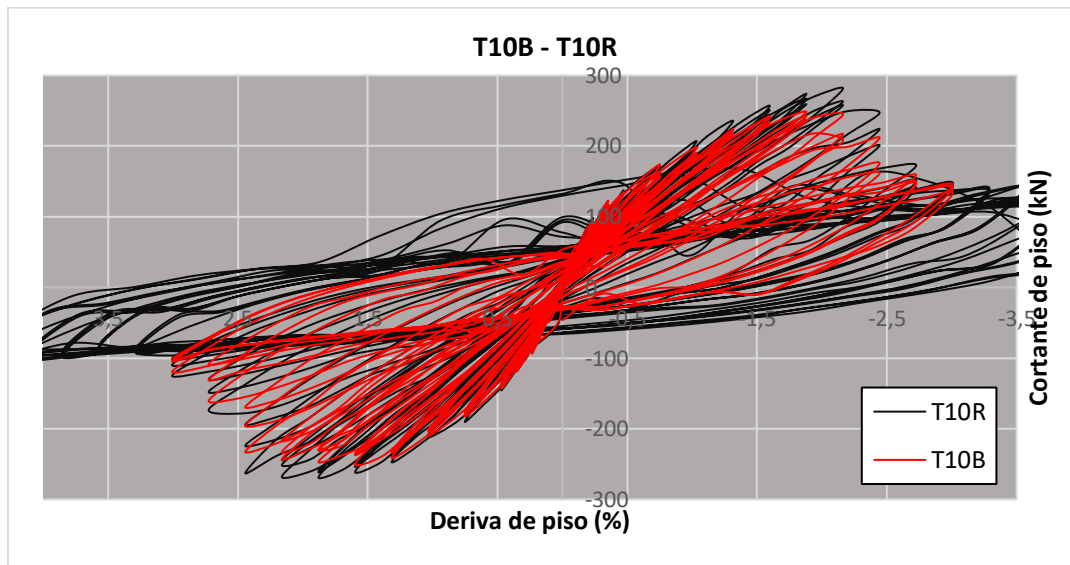


Imagen 6.4: Respuesta en histéresis modelo Test#2 reforzado.

La imagen siguiente muestra una comparación de la respuesta al aplicar un 10% a un 25% del modelo Test#2.

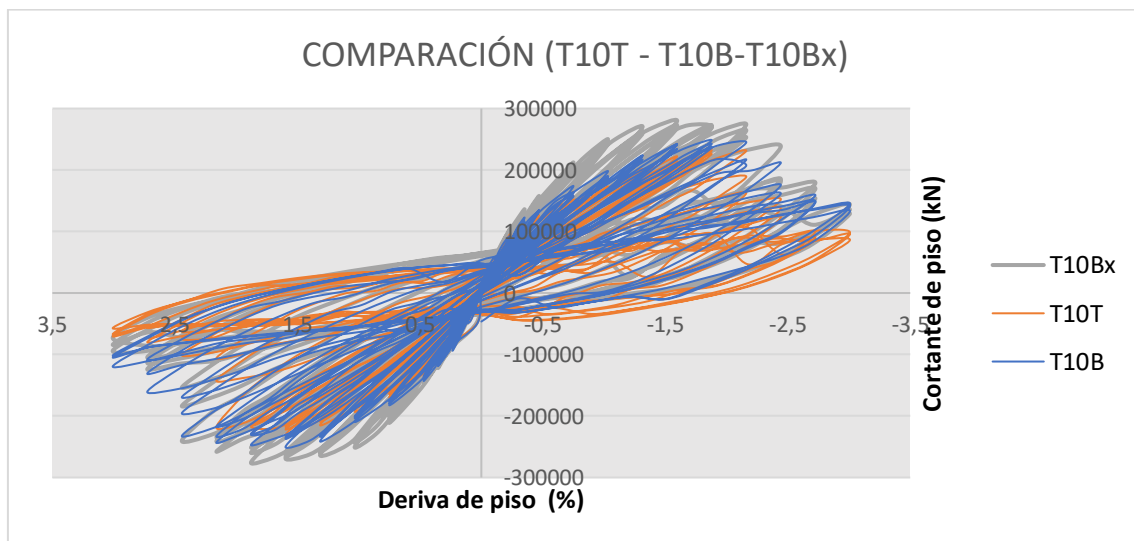


Imagen 6.5: Respuesta en histéresis de modelo Test#2 con axiles diferentes (sin reforzar)

7. Análisis de resultados

Los resultados obtenidos muestran que se obtuvo una relación aceptable entre simulación y ensayos. Muestra de ello puede observarse en las tablas 5.8 y 5.15 en los cuales el error mínimo en al menos una de las direcciones es menor al 10%, mientras que el error máximo es del orden del 15% ya que la respuesta asimétrica no pudo simularse debido a la selección del material de plastificación del acero el cual fue incompatible con la condición endurecimiento por deformación requerida para representar adecuadamente el comportamiento bajo carga cíclica.

Una de las interrogantes planteadas se origina por la inclusión de diferentes tipos de respuesta (Beam-Truss) del refuerzo asociada con la interfaz de deslizamiento generada para simular la posible pérdida de rigidez a cortante en la interfaz barra-hormigón. Para el caso de VR3 en particular genera uno de los menores errores en porcentaje para una dirección (1%) incrementando el error en la dirección opuesta con un valor de (12.7%) el segundo error más alto del bloque. Mientras que para los ensayos de Pantelides, comparados únicamente con los resultados en una dirección, se generan errores, aunque de menor magnitud lo que posiblemente está asociado con la comparación en una dirección.

En el caso de la comparación entre respuestas y ensayos mostrada en las figuras 5.28, 5.25 y 5.16, a pesar de una rigidez inicial similar, para ciclos sucesivos el efecto se reduce motivo por el que al plantear el uso de elementos tipo Truss, se estaría haciendo un análisis más conservador al reducir la posibilidad de sobreestimar la respuesta máxima. Y es que las diferencias localizadas, en puntos máximos o mínimos deben de ser comparados también con la respuesta cíclica experimental en su totalidad, en la cual el uso de elementos tipo *Beam* ofrece una forma mucho más aproximada a la de la respuesta planteada en los ensayos, para los casos LS, VR y Test#2.

En cuanto a las comparaciones con la normativa, la probeta LS fue superada en capacidad de cortante de nudo frente a los valores esperados por normativa Sismoresistente (ACI318, capítulo 18 y Eurocódigo 8, capítulo 5), puesto que la sección no cumplía con los requerimientos de cuantía transversal mínima. Para los modelos VR3B y VR4B la capacidad se supera o alcanza, lo que se explica debido a la presencia de acero longitudinal adicional en el nudo, como puede verse en el capítulo 5. En el caso de los elementos correspondientes a los ensayos de Pantelides, sólo se superan los propuestos por FEMA ya que carecían de cualquier tipo de refuerzo en el nudo.

Se evidencia la consistencia de la norma FEMA/ASCE 41-13 de ofrecer valores conservadores de resistencia vinculado a la necesidad estadística de considerar que existan secciones con una menor resistencia a la media; esto puesto que en todos los casos los modelos superaron la capacidad a cortante en nudo requerida por este cuerpo normativo.

En el caso del Eurocódigo, se puede ver la diferencia en cuantía transversal asociada a cargas, requisito que en normativa americana se aplica únicamente para la resistencia a cortante del nudo de hormigón, dado que ambos ensayos cuentan con una menor capacidad que la del acero en plastificación, no podrá formarse falla en vigas.

La evaluación bajo incremento de refuerzo transversal, mostró ligeras variaciones al comparar la respuesta monotónica de los elementos simulados con el acero de refuerzo requerido por EN8 y ACI318, al comparar con los valores generados en el capítulo 5 resulta



cuestionable justificar un incremento en cuantías puesto que se genera un cambio en capacidad que no varía notablemente tal como se ve en la tabla 6.3, esto se debe al hecho de que las probetas ya habían superado el límite nominal de su capacidad especificado por las normativas.

Uno de los posibles motivos asociados con la resistencia superior a la nominal prevista para los elementos VR3B y VR4B, que llegan a superar las condiciones propuestas en normativa se debe al hecho de que existe refuerzo distribuido sobre el nudo, el cual también confinaba al nudo y permitía la transferencia de esfuerzos en la cara del nudo.

En cuanto a la variación debido al cambio de axil concomitante el ensayo test#2 se simuló bajo axiles normalizados de 0.10 y 0.25. Se observó un ligero incremento mostrado en la imagen 6.5, aunque resulta de interés el notar el cambio de la respuesta en puntos intermedios, pues se reduce el ahorcamiento (pinching) asociado a fallas de conexión viga columna. Se requeriría realizar investigaciones adicionales para verificar su efecto.

8. Conclusiones y recomendaciones

8.1. Conclusión General

Se realizó la simulación del comportamiento de la conexión viga-columna bajo carga cíclica para dos configuraciones. Las características analizadas que influyen de manera considerable en el comportamiento del nudo son la cuantía transversal del refuerzo, el tamaño disponible para conformar el mecanismo de biela a compresión y la magnitud del axil concomitante a la aplicación de la carga. La cuantía de refuerzo transversal y el tamaño del nudo se relacionan directamente, los estribos no pueden proveer resistencia por encima de la máxima disponible por el nudo y la deficiencia de estos limita la capacidad máxima disponible. En cuanto al axil concomitante, un incremento en la carga a compresión puede modificar la respuesta a cortante incrementando la resistencia observada.

8.2. Conclusiones específicas

Se calibraron adecuadamente los modelos inicialmente generados respecto a los ensayos planteados por Meas et al. Y Pantelides et al., revisando parámetros de energía de compresión, de deslizamiento del refuerzo y algunos parámetros de análisis no lineal. Se consiguió simular de forma adecuada la respuesta cíclica del modelo ya que los resultados numéricos obtenidos mostraron un error relativo del cortante de piso máximo de 4.2% en el caso del modelo LS, 14.8% para VR3, 9.2% para VR4, 1.4% y 7.1% para Test#2 y Test#4.

Para fines de la simulación uno de los parámetros con mayor importancia sobre la respuesta cíclica de la estructura es el deslizamiento del refuerzo y el tipo de respuesta que presenta. Tal como se demostró en la sección de resultados, la selección de un tipo u otro (beam/truss) afecta notablemente la respuesta generada, además de que el ignorar su efecto provoca respuestas totalmente alejadas de los valores experimentales.

La energía de fractura tanto a compresión como a tracción juega también un papel fundamental en la adecuada simulación del comportamiento del hormigón. El uso de valores por encima del recomendado en la definición del material (25N/mm^3), valor arrojado por algunas de las ecuaciones halladas en literatura, produce errores tanto en el análisis incremental como en la forma de la respuesta.

Se plantearon modificaciones de armado transversal incrementando la cuantía usada en los modelos iniciales LS, VR3, VR4 y T10. El cambio logró incrementar el cortante de piso máximo que soportaban, aunque sólo para una de las simulaciones resultaba de magnitud considerable, puesto que para el resto de ejemplares se había superado ya la capacidad a cortante de la biela a compresión existente.

Los valores arrojados por los modelos y experimentos se encuentran por encima de los valores predichos en norma lo que se justifica debido al requisito de cubrir aquellos especímenes que pueden dar resistencias excesivamente bajas y por la presencia de refuerzo distribuido sobre la elevación del nudo.

La presencia de armadura longitudinal en el nudo incrementa la capacidad a cortante aún para cuantías de refuerzo menores a los valores requeridos en normativa, tal como se evidenció en los modelos VR3 y VR4.

En nudos internos el efecto del anclaje del refuerzo es despreciable, a pesar de que los nudos de las probetas VR3 y VR4 no contaban con el tamaño mínimo, su efecto no limitó notablemente



la resistencia por debajo de la capacidad esperada a cortante del nudo. El valor indicado en normativa es conservador, pero conviene mantenerlo para evitar pérdidas durante la respuesta dinámica del nudo.

El efecto producido al utilizar elementos Truss, resulta menos rígido que el generado empleando elementos Beam, como resultado las simulaciones con esta tipología de elemento muestran una forma que no captura adecuadamente el recorrido generado por la respuesta cíclica. Puede inferirse que se debe a que la inclusión de grados de libertad adicionales permite aproximar comportamientos como el de pandeo de barras.

8.3. Recomendaciones

Se plantea como tema abierto a revisión la reducción de refuerzo transversal requerido debido a la presencia de acero longitudinal en cara del nudo, efecto repetido en los ensayos observados VR3 y VR4.

Se recomienda revisar el efecto del axil concomitante sobre la cantidad de energía disipada, cuestión que podría mejorar la capacidad de disipación de energía del sistema de manera global.

Se sugiere evaluar el efecto de las longitudes de anclaje en diferentes tipos y tamaños de elementos, con el fin de analizar su efecto sobre la capacidad del nudo estableciendo una base de datos más grande.

Evaluar el efecto de detallamientos especiales del refuerzo usados para garantizar la aparición de rótulas plásticas fuera del nudo y de la zona de influencia del mismo.

9. Bibliografía

- ACI. (2014). Aci 318-14. In *Building Code Requirement for Structural Concrete*.
<https://doi.org/10.2307/3466335>
- Bažant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions*. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>
- Beckingsale, C. W. (1980). Post-elastic behavior of reinforced concrete beam-column joint. *Research Report*.
- Cailagua, M. T. (2018). *Elemento Nudo Para La Simulación De Uniones Viga-Columna En Estructuras De Hormigón*.
- CEB. (2013). CEB-FIP Model Code 2010. *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*.
<https://doi.org/10.1002/9783433604090.ch6>
- Chandrupatla, T. (2012). *Introduction to finite elements in engineering*. Upper Saddle River New Jersey: Pearson.
- Cook, R. (2001). *Concepts and applications of finite element analysis*. New York, NY: Wiley.
- Costa, R., Providencia, P., & Dias, A. (2017). Component based reinforced concrete beam-column joint model. *Structural Concrete*, 18, 164–176.
<https://doi.org/10.1002/suco.201600024>
- Crisfield, M. A., & Tassoulas, J. L. (2006). Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Volume 1. *Journal of Engineering Mechanics*.
- Deaton, J. B. (2013). *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joints with Nonseismic Detailing*. Georgia Institute of Technology.
- DIANA, F. E. A. (2017). Diana User's Manual, Release 10.2. *DIANA FEA BV*.
<https://doi.org/10.1080/15421400600788682>
- Eurocode, C. (2004). 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2004). *European Committee for Normalization, Brussels*.
- Feenstra, P. H. (Pieter H. (1993). *Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*. Delft University Press.
- Filippou F, C., Popov E, P., & Bertero V, V. (1983). Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints. In *Earthquake Engineering Research Center*.
- Häussler-Combe, U. (2014). Computational Methods for Reinforced Concrete Structures. In *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures*.
<https://doi.org/10.1002/9783433603611>
- Lam, S. S. E., Wu, B., Wong, Y. L., Wang, Z. Y., Liu, Z. Q., & Li, C. S. (2003). Drift Capacity of Rectangular Reinforced Concrete Columns with Low Lateral Confinement and High-Axial Load. *Journal of Structural Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2003\)129:6\(733\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:6(733))
- Lee, J. Y., Kim, J. Y., & Oh, G. J. (2009). Strength deterioration of reinforced concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Engineering Structures*.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.009>



- Meas, K., Li, B., & Pham, T. P. (2014). Experimental and Numerical Studies on the Seismic Performance of RC Interior Beam-Column Joints. *Advances in Structural Engineering*. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.2.233>
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*.
- Pantelides, C. P., Clyde, C., & Reaveley, L. D. (2002). Performance-based evaluation of reinforced concrete building exterior joints for seismic excitation. *Earthquake Spectra*. <https://doi.org/10.1193/1.1510447>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Reddy, J. N. (2015). An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis. In *An Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis*. <https://doi.org/10.1093/acprof:oso/9780198525295.001.0001>
- Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure. (2017). *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*.
- Rots, J. G. (1988). Computational modeling of concrete fracture. https://doi.org/10.1007/978-1-61779-191-8_1
- Rots, J. G., & Blaauwendraad, J. (1989). Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed multi-directional or rotatin? *Heron*.
- Sharma, A., Eligehausen, R., & Vaze, K. K. (2012). *Modelling Beam-column joints in performance analysis of Reinforced Concrete Frame Structures*.
- Wight, J. (2016). *Reinforced concrete : mechanics and design*. Hoboken, New Jersey: Pearson.